



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

TESIS DE MÁSTER

Máster

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Título

**Comportamiento no lineal de vigas isostáticas de hormigón
parcialmente pretensado**

Autor

Frandith Bhisma Rodríguez Santana

Tutor

Jesús Miguel Bairan García

Departamento

Ingeniería de la Construcción

Especialidad

Tecnología de estructuras

Fecha

Febrero 2016

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar a las personas que han ayudado a redactar esta tesis, mis tutores Jesús Bairan por darme la oportunidad de trabajar con él y su equipo y a Noemí Duarte por la dedicación de su tiempo y el apoyo que me ha brindado para llevar a cabo este estudio. Así también a todo el equipo del departamento de ingeniería de la construcción quienes también me han aportado sus conocimientos y me han reportado una maravillosa experiencia.

A mi esposa, Nicaury. Suyas han sido muchas de las horas que han servido para finalizar esta tarea.

A mis padres y hermanos de quienes siempre he recibido su apoyo incondicional y que con su motivación me han ayudado a finalizar este trabajo con éxito.

COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE VIGAS ISOSTATICAS DE HORMIGON PARCIALMENTE PRETENSADO

Autor: Frandith Bhisma Rodríguez Santana

Tutor: Jesús Miguel Bairan García

RESUMEN

El pretensado parcial es la situación intermedia entre el pretensado total y el hormigón armado, donde se combinan armaduras activas y pasivas permitiendo que la pieza tenga una fisuración controlada. El uso del hormigón parcialmente pretensado (HPP), ha cobrado renovado interés, motivado, en parte, por el actual contexto normativo basado en prestaciones. Sin embargo el comportamiento no lineal de los elementos de HPP dificulta su aplicación práctica. Pese al avance en el estado del conocimiento, existen numerosos aspectos no resueltos en lo referente al uso del HPP como técnica de control de fisuras de flexión y cortante.

En el Laboratorio de Tecnología de estructuras (LTE) de la UPC se ha desarrollado recientemente una campaña experimental con el fin de evaluar cómo afectan los diferentes parámetros de una estructura a su comportamiento, tanto en servicio como en estado límite último. En esta investigación se ha prestado especial atención en cómo se comportan las piezas frente a importantes esfuerzos de cortante y como se ven afectadas por el HPP, tanto en servicio como en rotura.

En este trabajo se plantea estudiar numéricamente el comportamiento de vigas isostáticas de hormigón parcialmente pretensado mediante un programa comercial de elementos finitos. Se pretende reproducir numéricamente los ensayos experimentales realizados en LTE de la UPC en el 2015 en el ámbito del proyecto de investigación: (BIA2012-36848) ‘Proyecto basado en prestaciones de estructuras de hormigón parcialmente pretensadas. Propuesta de nueva metodología, verificación experimental y criterios de proyecto’.

Se analizarán diferentes técnicas de modelización no lineal (leyes constitutivas del hormigón, técnicas de tratamiento de la fisuración, métodos de soluciones del problema no lineal, etc.) por forma a captar correctamente la fisuración y roturas por cortante. El modelo de análisis no lineal, una vez calibrado y validado con los resultados experimentales, servirá para realizar estudios paramétricos sobre los diferentes parámetros numéricos que condicionan la respuesta del modelo en el comportamiento a cortante de elementos isostáticos en servicio y en rotura.

NONLINEAR BEHAVIOR OF CONCRETE BEAMS PARTIALLY PRESTRESSED ISOSTATIC

Author: Frandith Bhisma Santana Rodriguez

Tutor: Jesús Miguel Bairan García

SUMMARY

The partial prestressing is intermediate between total prestressed and reinforced concrete, where active and passive reinforcements are combined allowing the piece has a controlled cracking. The use of partially prestressed concrete (PPC), has gained renewed interest, motivated in part by the current regulatory context based on performance. However the nonlinear behavior of the elements of PPC hinders their practical application. Despite progress in the state of knowledge, there are many unresolved issues regarding the use of the PPC as control technique of bending and shear cracks.

In the structures Technology Laboratory (STL) of the UPC has recently developed an experimental campaign to assess how different parameters affect the structure of their behavior, both in service and ultimate limit state. This research has paid particular attention to how the parts behave face major cutting efforts and as affected by the PPC, both in service and at break.

This thesis raises numerically study the behavior of partially isostatic prestressed concrete beams using a commercial finite element program. It aims to numerically reproduce the experimental trials in LTE UPC in 2015 in the field of research project: (BIA2012-36848) 'project benefits based on partially prestressed concrete structures. Proposed new methodology, experimental verification and design criteria'.

Nonlinear different modulation techniques (constitutive laws of concrete processing techniques cracking, methods of nonlinear problem solutions, etc.) are analyzed to correctly capture how cracking and shear failure. The nonlinear analysis model, once calibrated and validated with experimental results serve to perform parametric studies on the effects of partial prestressed shear behavior of isostatic elements in service and failure.

INDICE

AGRADECIMIENTOS.....	I
RESUMEN	II
SUMMARY	III
1.INTRODUCCION	8
1.1 MOTIVACION.	8
1.2 MARCO DE LA INVESTIGACION.....	9
1.3 OBJETIVOS.....	9
1.4 METODOLOGIA.	10
2.ESTADO GENERAL DEL CONOCIMIENTO	11
2.1. EVOLUCION HISTORICA DEL HORMIGON PRETENSADO PARCIAL.....	11
2.1.1. ANTECEDENTES.....	11
2.1.2. PRIMERAS EXPERIENCIAS.....	12
2.1.3. ACTUALIDAD.....	12
2.2. HORMIGON PRETENSADO PARCIAL.....	13
2.2.1. DEFINICION, VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL PRETENSADO PARCIAL.	13
2.2.2. CRITERIOS DE DISEÑO DEL PRETENSADO PARCIAL EN ESTRUCTURAS ISOSTATICAS.	15
2.2.3. RESISTENCIA A CORTANTE DE ELEMENTOS PARCIALMENTE PRETENSADOS.	17
2.2.4. CALCULO DE LA ABERTURA DE FISURA EN PRETENSADO PARCIAL.....	23
2.2.4.1 FISURACION POR SOLICITACIONES NORMALES	23
2.2.4.2 FISURACION POR SOLICITACIONES COMBINADAS (FLEXION Y CORTANTE).....	24
2.3. SITUACION ACTUAL NORMATIVA RESPECTO AL CORTANTE EN PRETENSADO PARCIAL.....	27
2.3.1. EUROCODIGO 2.....	27
2.3.2. ACI-318.....	31
2.3.3. EHE-08.....	32
2.4. MODELIZACION NUMERICA Y COMPORTAMIENTO NO LINEAL DEL HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO.	34
2.4.1 MODELIZACION NUMERICA DE ELEMENTOS DE HORMIGON ARMADO.....	34
2.4.2. MODELIZACION MEDIANTE ELEMENTOS NO LINEALES 2D.....	37
2.4.3 MODELIZACION DE LA FISURACION EN ELEMENTOS DE HORMIGON ARMADO.	38
2.4.4 MODELIZACION DE LAS ARMADURAS E INTERACCION CON EL HORMIGON. 41	
2.4.5. ECUACIONES CONSTITUTIVAS NO LINEALES DE LOS MATERIALES.	42
2.5. CONCLUSION SOBRE EL ESTADO DEL CONOCIMIENTO.	47
3.CAMPAÑA EXPERIMENTAL: VIGA ISOSTATICA DE HORMIGON PARCIALMENTE PRETENSADO.....	48
3.1 INTRODUCCION.	48
3.1.1. OBJETIVOS DEL CAPITULO.	48
3.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPITULO.	48
3.2 METODOLOGIA DE ENSAYO.....	49
3.3 DESCRIPCION GEOMETRICA.....	51
3.4 DESCRIPCION DE ARMADURAS.....	53

3.5 PROPIEDADES DE MATERIALES.	54
3.6 TIPO DE INSTRUMENTACION.	55
3.6.1. GALGAS EXTENSIOMETRICAS, ENSAYOS A CORTANTE.	55
3.6.2. TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTOS EN ENSAYOS A CORTANTE.	56
3.6.3. TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTOS PARA FLECHAS.	56
3.7 RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	57
3.7.1. TIPO DE ROTURA ESTUDIADA.....	57
3.7.2. RESULTADOS CARGA-DESPLAZAMIENTO.	58
3.7.3. RESULTADOS COMPORTAMIENTO ARMADURA ACTIVA.	59
3.7.4. RESULTADOS COMPORTAMIENTO ARMADURA PASIVA LONGITUDINAL.	60
3.7.5 RESULTADOS TENSIONES DE LOS ESTRIBOS.....	64
4.SIMULACION NUMERICA (MIDAS-FEA).....	69
4.1 INTRODUCCION.	69
4.1.1. OBJETIVOS DEL CAPITULO.	69
4.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPITULO.	69
4.2 BREVE DESCRIPCION DEL PROGRAMA MIDAS-FEA.....	70
4.3 DESCRIPCION DEL MODELO NUMERICO.....	71
4.3.1 TIPO DE ELEMENTO	72
4.3.2 ECUACIONES CONSTITUTIVAS NO LINEALES DE LOS MATERIALES.....	73
4.4 CALCULO ITERATIVO EN MIDAS-FEA.....	75
4.4.1. INCREMENTOS DE CARGA.	78
5.COMPARATIVA NUMERICO-EXPERIMENTAL.....	81
5.1 INTRODUCCION.	81
5.1.1. OBJETIVOS DEL CAPITULO.	81
5.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPITULO.	81
5.2 COMPARACION NUMERICA Y EXPERIMENTAL DE LOS RESULTADOS.....	82
5.2.1. COMPARATIVA CARGA-DESPLAZAMIENTO CON FORMULACIONES ANALÍTICAS.....	82
5.2.2. COMPARATIVA CARGA-DESPLAZAMIENTO EXPERIMENTAL-MIDAS FEA.....	83
5.2.2. COMPORTAMIENTO, TENSIONES EN LA ARMADURA TRANSVERSAL.....	86
5.2.3. SEPARACION MEDIA ENTRE FISURAS.....	89
5.3 ESTUDIO PARAMETRICO.	90
5.3.1 ESTUDIO PARAMETRICO DE MODELO DE FISURA.....	91
5.3.2 ESTUDIO PARAMETRICO DE ANCHO DE BANDA DE FISURA	93
5.3.3 ESTUDIO PARAMETRICO DE ENERGIA DE FRACTURA (Gf).	99
5.3.4 ESTUDIO PARAMETRICO DE FACTOR DE RETENCION DE CORTANTE (β).....	100
5.3.5 EFECTO FISURACION LATERAL DE VECCHIO Y COLLINS.	101
5.3.6 EFECTO COEFICIENTE DE POISSON (ν).....	102
5.3.7 OBSERVACIONES.....	103
6.CONCLUSIONES.....	104
FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION	106
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	107

INTRODUCCION

CAPITULO 1

1.1 MOTIVACION.

Aunque la técnica de pretensado parcial se reconoce actualmente como la solución más versátil que puede aportar soluciones optimas entre los casos extremos de hormigón armado y hormigón totalmente pretensado, no existe en la actualidad consenso ni en el EC [1], ni en la EHE [2] sobre el comportamiento de la fisuración a cortante en estado límite de servicio y estado limite último. Los adelantos en el estado del conocimiento sobre la resistencia a cortante de las estructuras de hormigón demuestran que las piezas estaban infra utilizadas y que las cargas que pueden soportar son superiores. Esto lleva a que las cargas aumentaran y por la tanto las deformaciones que sufrirán las piezas también, lo que se traduce en un aumento de la aparición de fisuras a cortante.

Con el aumento de las cargas las deformaciones pueden llegar a ser importantes y se hace preciso realizar un análisis de la situación y ver cómo estas nuevas fisuras afectan al comportamiento de la pieza, a su resistencia y durabilidad. Aquí se plantean dos cuestiones importantes, tener capturado el comportamiento de la fisuración a cortante, cuales son los factores que la gobiernan y las implicaciones para las estructuras y en caso de que sea un problema encontrar una metodología que permita controlar de manera eficiente la fisuración.

La simulación numérica de ensayos experimentales a través del análisis por elementos finitos hace posible captar el comportamiento no lineal de los elementos sometidos a cortante permitiendo obtener resultados en términos de desplazamientos, deformaciones y fisuración a lo largo de toda la respuesta estructural bajo carga creciente hasta la rotura. De este modo permite validar los resultados de ensayos experimentales o en su defecto servir como base de diseño.

Existen diferentes metodologías de cuantificar numéricamente diferentes aspectos de la fisuración en el hormigón, ya sea producida por flexión, por cortante o por una combinación de ambos. El modelo de fisuración distribuida es considerado el modelo clásico de tratar estos problemas en elementos con armadura pasiva y/o activa haciendo uso de diferentes parámetros influyentes en el tratamiento de fisuración por tracción.

Por este motivo esta tesina plantea analizar numéricamente el comportamiento no lineal de vigas isostáticas de hormigón parcialmente pretensado y estudiar las diversas opciones de análisis no lineal con diferentes modelos de fisuración, así como un estudio paramétrico de las diversas variables más influyentes en la fisuración del hormigón y establecer conclusiones que ayuden a modelizar correctamente dichas variables y sirvan como base de diseño de futuras campañas experimentales.

1.2 MARCO DE LA INVESTIGACION.

La presente tesina forma parte de la investigación que se enmarca dentro del proyecto PROPOSE – PROYECTO BASADO EN PRESTACIONES DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON PARCIALMENTE PRETENSADAS. PROPUESTA DE NUEVA METODOLOGIA, VERIFICACION EXPERIMENTAL Y CRITERIOS DE PROYECTO- cuya fecha de inicio es enero del 2013, encontrándose financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación (BIA2009-11764).

1.3 OBJETIVOS.

Esta tesina se enmarca en el proyecto PROPOSE, que busca un método de diseño no lineal para estructuras de hormigón parcialmente pretensado (HPP). Centrándose en estudiar estructuras isostáticas sometidas a cortante, con el objetivo de plantear un modelo que permita diseñar estructuras de HPP.

Siguiendo con esta línea de investigación, se pretende que esta tesina tenga dos objetivos prácticos:

- Realizar el modelo numérico de una de las vigas isostáticas de hormigón parcialmente pretensado ensayadas en el laboratorio LTE de la UPC.
- Analizar diferentes técnicas de modelización no lineal (leyes constitutivas del hormigón, técnicas de tratamiento de la fisuración, métodos de soluciones del problema no lineal, etc.) por forma a captar correctamente la fisuración y roturas por cortante.
- Calibrar y/o validar el modelo de análisis no lineal con los resultados experimentales y comparar en términos de desplazamientos, deformaciones y fisuración.
- Realizar un estudio paramétrico sobre los efectos de las variables más importantes en el comportamiento a cortante del material en vigas isostáticas parcialmente pretensadas, como por ejemplo, el ancho de banda de fisura, la resistencia a tracción del hormigón, la energía de fractura, etc.

Para ello se planteara un caso de estudio, que permita observar primeramente el comportamiento y la respuesta a cortante de un ensayo realizado en el laboratorio de tecnología de estructuras de la UPC y luego comparar con un modelo numérico que a su vez determinara la influencia de los parámetros más importantes en el comportamiento a cortante de las vigas isostáticas parcialmente pretensadas.

1.4 METODOLOGIA.

En primer lugar se ha realizado un estudio previo acerca de los conocimientos existentes sobre el pretensado parcial y total. Además se ha hecho especial hincapié en los conocimientos actuales sobre el comportamiento a cortante de elementos de hormigón armado y pretensado y las diferentes técnicas de modelización y análisis de elementos fisurados.

En segundo lugar se plantea un ensayo experimental realizado y sus resultados para definir las bases a alcanzar de los objetivos planteados en esta tesina. En esta parte se analizan los resultados de interés en una rotura a cortante como el estado de las tensiones en los cercos y la armadura activa, el ancho de fisuración o bien la separación entre fisuras.

En un tercer aspecto, el desarrollo numérico del ensayo experimental planteado se lleva a cabo mediante análisis no lineal de estructuras por el método de elementos finitos. Para llevar a cabo este análisis se ha usado el programa de análisis no lineal de elemento finitos Midas-FEA que facilita la obtención de resultados del comportamiento no lineal de elementos isostáticos.

Por último, se realiza un estudio de las diversas opciones de análisis no lineal del modelo numérico para validarlo con la viga isostática del modelo experimental, una vez validado se comparan ambos modelos en términos de su respuesta global bajo carga creciente hasta la rotura. Finalmente se realiza un estudio de la sensibilidad del modelo numérico planteado, calibrando y cambiando algunas variables influyentes en el comportamiento a cortante del material y la estructura en general.

ESTADO GENERAL DEL CONOCIMIENTO

CAPITULO 2

2.1. EVOLUCION HISTORICA DEL HORMIGON PRETENSADO PARCIAL.

2.1.1. ANTECEDENTES.

La idea del pretensado parcial aparece en el año 1939, en un artículo publicado en alemán por el austriaco H. Von Emperger. En dicho artículo se establece la descomposición de la armadura en dos fracciones, una activa pretensada y formada por aceros de alta resistencia, y otra pasiva dispuesta sin tensar. Esta última puede ser beneficiosa ya que, se consigue una notable disminución en la carga de fisuración.

Mediante esta disposición, la armadura pasiva queda así constituida por unas barras de acero ordinario, más una armadura adicional que están formadas por aceros de alta resistencia, de la misma calidad que la armadura activa. La propuesta de Emperger equivale a reducir la tensión inicial de la armadura activa a unos niveles inferiores para renunciar, a una compresión de todo el hormigón bajo la acción de las máximas sobrecargas de servicio.

Un año después P. W. Abeles defendía la tesis de Emperger como una solución económica a muchos problemas de aplicaciones prácticas. Ambos sólo coinciden con Freyssinet en que a igualdad de esfuerzo de tracciones resistidas, los alambres de alta resistencia son más económicos que las barras de mediana o baja calidad.

En cambio, el planteamiento es distinto. Freyssinet se basa en las mejores propiedades de un hormigón sin fisuras, mientras que los austriacos Abeles y Emperger generalizan la técnica de hormigón armado disponiendo de alambre de alta calidad con barras de mediana resistencia. El pretensado de los alambres, se introducen como medida para limitar la anchura y desarrollo de una grieta. Importante puesto que podrían originarse flechas inaceptables, afectando a la durabilidad de las armaduras por su sensibilidad a la corrosión.

La evidente economía obtenida al substituir barras de acero por alambre de mejor calidad, se encuentra contrarrestada por las grietas que hacen dudosa la permanencia de la solución. El concepto de durabilidad en la época no estaba definido, ni se valoraban las probabilidades de rotura, por lo que era difícil comparar los inconvenientes de modo de proceder, ya que las normas vigentes sólo establecían unas convencionales tensiones máximas admisibles.

2.1.2. PRIMERAS EXPERIENCIAS.

En el 1951 el Instituto Británico de Ingenieros Estructurales publica un primer informe sobre las técnicas del hormigón pretensado en el que se establece tres tipos de soluciones legítimas:

- I. Estructuras en las cuales debe ser eliminada toda posibilidad de fisuración bajo las cargas previstas como de servicio.
- II. Estructuras en las cuales la posible fisuración queda restringida a los casos de infrecuentes combinaciones de cargas sumamente desfavorables.
- III. Estructuras en las cuales se permite una visible, pero capilar, fisuración bajo sobrecargas de servicio relativamente frecuentes.

La importancia de esta referencia radica en que, por primera vez, se definen de un modo genérico los planteamientos establecidos por Abeles. De un modo explícito, se legitiman los pretensados parciales aunque, se limita su aplicación a determinadas funciones estructurales.

Un importante desarrollo de la técnica del pretensado se produjo en Francia, que exigió fijar un cierto número de reglas de obligado cumplimiento. Este fue el objetivo de las Instrucciones provisionales relativas al empleo del hormigón pretensado de 1953, presenta las siguientes particularidades:

- a. No limitaba la tensión inicial en las armaduras de pretensado, manteniendo la tradición de Freyssinet.
- b. Prohibía cualquier tensión de tracción en las piezas estableciendo que el hormigón pretensado debía resistir en todos los puntos, en perfecto estado de integridad, sin rotura ni fisuras.

A final del decenio, en el año 1959, aparece la primera Norma Británica para la utilización del pretensado, una norma que si bien legitima el uso de los pretensados parciales en la edificación, las Especificaciones del Ministerio del Transporte lo prohíben.

Curiosamente, cuando la técnica de los pretensados parciales se extiende por Norteamérica, Centroeuroa y Japón, es cuando la polémica en torno a sus ventajas se reaviva, si bien ahora por motivos en cierto modo diferente.

2.1.3. ACTUALIDAD.

El comportamiento del hormigón pretensado parcial fue muy estudiado al final del S.XX, destacando las aportaciones de A.E. Naaman, A.S.G. Bruggelin, Hugo Bachmann, entre otros, quienes han contribuido a establecer criterios de diseño para el pretensado parcial, algunos de estos criterios condicionantes para el desarrollo de un

proyecto están la limitación de la fisuración, limitación de las deformaciones y seguridad frente a los fenómenos de fatiga.

Sin embargo, no se ha llegado a una formulación y criterios de diseño únicos y quedan aspectos del comportamiento no lineal que no han sido aun totalmente comprendidos. Ello ha motivado recientes investigaciones relacionadas con el control de fisuración, comportamiento diferido, uso de tendones no adherentes y ductilidad, fatiga y esfuerzos tangentes, el diseño en E.L. último, durabilidad en ambientes agresivos. La combinación de HPP con nuevos materiales está cobrando interés por sus beneficios en las mejoras prestacionales: durabilidad, fatiga, entre otras.

2.2. HORMIGON PRETENSADO PARCIAL.

2.2.1. DEFINICION, VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL PRETENSADO PARCIAL.

Se entiende por pretensado total, cuando una pieza está totalmente comprimida durante la situación de servicio, en los orígenes del pretensado se pretendía que esto se cumpliera para la situación de cargas máximas de servicio (situación poco probable), lo cual lleva a fuerzas de pretensado muy grandes y a otros problemas derivados de las fuertes compresiones que pueden producir grandes deformaciones diferidas.

En contrapartida a este, existe el pretensado parcial que algunos autores definen como la situación en la que se permiten tracciones en la pieza y otros lo entienden cuando se permite que la pieza fisura de forma controlada. A efectos prácticos existe poca diferencia en este matiz ya que si se entiende que puede haber tracciones para una carga de servicio menor que a la máxima posible, no se puede descartar que eventualmente tenga lugar la fisuración si se supera la carga prevista aunque sea de forma temporal. Una vez la pieza haya fisurado ya no puede resistir más tracciones. Se puede decir, por lo tanto, que el hormigón pretensado parcial es una situación intermedia entre el pretensado total y el hormigón armado (pretensado nulo).

La clasificación de las estructuras en función del grado de pretensado es:

- Clase I (Pretensado Total): Estructuras en donde no se producen tracciones para la combinación poco probable de estado límite de servicio.
- Clase II: Estructuras en las que se permiten tracciones para para la combinación poco probable de estado límite de servicio, existiendo descompresión para la situación frecuente. La abertura de fisura en servicio es insignificante.
- Clase III (Pretensado Parcial): Estructuras en las que se permite una existencia de fisuración siempre que ésta sea controlada. En la gran mayoría de normativas se limita dicho valor a 0.2 mm de abertura máxima para la combinación frecuente de cargas. Actualmente la gran mayoría de normativas permiten el uso de esta clase para ambientes con agresividades estándares (ver Tabla 2-1).

Tabla 5.1.1.2		
Clase de exposición según artículo 8º	W _{máx} [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasi permanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2(1)
IIIa, IIIb, IV, F, Qa(2)	0,2	Descompresión
IIIc, Qb(2), Qc(2)	0,1	

Tabla 2.1 Abertura de fisura en función del ambiente de exposición según EHE-08.

Tabla 7.1 Valores recomendados de Wmax (mm)		
Clase de exposición	Armaduras pasivas o activas no adherentes	Armaduras activas adherentes
	Combinación de carga cuasi permanente	Combinación de carga frecuente.
X0, XC1	0,4(1)	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2(2)
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompresión
Nota 1: Si no hay consideraciones de apariencia, este límite puede aumentarse.		
Nota 2: Comprobar también la descompresión en combinaciones cuasi permanentes.		

Tabla 2.2 Abertura de fisura en función del ambiente de exposición según EC2.

Puesto que el hormigón parcialmente pretensado se encuentra en una clase intermedia entre el hormigón armado y el hormigón pretensado, no queda bien definida cual es la situación determinante para su dimensionamiento. Esto se debe a que en ocasiones el dimensionamiento puede estar determinado por el estado límite de fisuración controlada, mientras que en otras ocasiones, sea el estado límite último de agotamiento.

El pretensado parcial presenta ventajas como:

- No presenta problemas de cabezas de compresión en vacío excesivamente grandes.
- No presenta contraflechas de pretensado excesivas.
- Reducción de la fuerza de pretensado, ya que se dispone de menor cantidad de armadura activa.
- La armadura pasiva permite controlar la fisuración causa por procesos físicos del hormigón como la retracción, contracción térmica, asientos...
- La reducción del peso propio permite disponer de menores cantos.

Sin embargo, las principales desventajas vinculadas al uso del pretensado parcial son la necesidad de que exista un mayor conocimiento del comportamiento tensional de la

estructura por parte del proyectista, ya que la presencia de fisuración introduce no linealidades a nivel seccional así como a nivel estructura.

Otro problema vinculado al pretensado parcial es la corrosión bajo tensión del cable de pretensado, cuando existe poco recubrimiento de éste y además se encuentra en la zona traccionada en la combinación frecuente. A su vez cobran importancia aspectos como la fatiga del acero de pretensar ya que presenta una mayor variación de sus tensiones.

Finalmente, la fisuración supone una pérdida de rigidez de la estructura y por ello se deben calcular las deformaciones de la estructura considerando inercia fisurada.

2.2.2. CRITERIOS DE DISEÑO DEL PRETENSADO PARCIAL EN ESTRUCTURAS ISOSTATICAS.

Para secciones clase I,II los criterios de diseño del hormigón pretensado (HP) se basan en un diseño del área de pretensado (A_p) en servicio y una posterior verificación del comportamiento a rotura de la misma. Sin embargo con el uso del hormigón con pretensado parcial y la consecuente reducción de los niveles de A_p , por la presencia de fisuración en la sección, el comportamiento de la estructura ha pasado a situarse a medio camino entre el HA y el HP, no quedando bien definida cual es la situación determinante para su dimensionamiento.

Por esta razón en ocasiones el dimensionamiento puede estar determinado por el estado límite de fisuración controlada, mientras que en otras ocasiones, sea el estado límite último de agotamiento. De modo que el pretensado parcial, se trata de dimensionar tanto la armadura activa como la pasiva con el fin de no superar el estado límite que determinan dichas clases, mencionadas anteriormente.

Hasta el momento la gran mayoría de métodos propuestos, para el cálculo de hormigón parcialmente pretensado, se basan en la solución de una ecuación polinómica de tercer grado, obtenida al plantear equilibrio de fuerzas y momentos sobre una sección de hormigón pretensada y fisurada, sometida a un momento y axil exterior, considerando que existe compatibilidad de deformaciones. La complejidad del problema no reside en la resolución de dicha ecuación de tercer grado si no en el valor de la fuerza de pretensado necesaria (P), en función del valor de la cuantía de armadura activa (A_p) y pasiva (A_s) presente en la sección crítica de la estructura.

Dado un momento exterior (generalmente asociado a la combinación frecuente de cargas) se determina a base de iteraciones, cual es el grado de pretensado necesario para evitar que la tensión sobre la armadura pasiva dispuesta, supere un valor determinado, asociado a la abertura máxima prevista en los códigos, o a un máximo valor de tensión para evitar problemas de fatiga. Este proceso iterativo puede ser más o menos laborioso en función del criterio del proyectista.

En muchos casos, el punto de partida del proceso iterativo es el prediseño de una fuerza de pretensado mediante un análisis de Magnel convencional asumiendo un valor ficticio de la tensión de tracción (superior a la resistencia de tracción del hormigón).

H.Bachmann

H.Bachmann considera que el éxito para una buena solución estructural se logra cuando se satisfacen los siguientes requisitos y prioridades:

- I. Profundo conocimiento de una concepción general.
- II. Adecuada resolución de los detalles.
- III. Alta calidad de ejecución.
- IV. Suficiente precisión en el cálculo.

Considera que el cálculo de pretensado parcial, no sólo puede, sino que debe ser más sencillo. La experiencia le mostro que unas prescripciones simples y precisas, conducen a una amplia aceptación por parte de los proyectistas y constructores, proponiendo los siguientes criterios de diseño que sirvan de orientación para estructuras parcialmente pretensadas:

1. Determinación del momento de descompresión M_{des} . Como primera aproximación se puede considerar que el momento M_{des} sea el producido por las cargas permanentes.
2. Definición del grado de pretensado necesario para resistir el momento M_{des} . El valor de la fuerza de pretensado (P_{inf}) se obtiene considerando comportamiento elástico.
3. Estimar las pérdidas instantáneas y diferidas con las que determinar el valor de P_0 y por ello de A_p .
4. Diseño de la armadura pasiva (A_s). La cuantificación de la armadura A_s se realiza con el objetivo de verificar el estado límite último de solicitaciones normales.

$$A_s = \frac{M_d - A_p \cdot f_{pyd}}{f_{yd}} \quad (2-1)$$

5. Conocidos los valores de A_p , A_s y fuerza de pretensado P se verifica la abertura de fisura característica (w_k) en servicio.
6. Si la $w_k > w_{adm}$ se procede a iterar la solución o bien sólo añadiendo A_s o bien modificando la fuerza de pretensado inicial.

Criterios de diseño actuales de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne

Actualmente la filosofía de diseño de la escuela de Lausanne, se basa en el diseño de la armadura activa necesaria para verificar estado límite último y posteriormente verificar la situación de servicio. Se considera que la disminución significativa del grado de pretensado hace que el comportamiento seccional sea más próximo al del hormigón armado.

Criterios diseño españoles

La primera inclusión de la Clase III de pretensado en España aparece en la instrucción EP-93. En [3] Arenas describe con rigor un estado del arte del HPP, introduciéndose términos relativos al grado de pretensado o bien índice de pretensado parcial (PPR). En esta monografía queda claro que pese a que no existen recomendaciones en cuanto al valor deseado de pretensado, el autor propone diseños que no lleven a índices PPR superiores al 0.80.

En [3] Arenas presenta el concepto de grado de pretensado en vigas continuas. Se detalla la necesidad de que el grado de pretensado en las secciones críticas de vano y apoyo esté relacionado entre sí de tal manera de que se represente la misma fracción de sobrecarga total como parte resistida por dichas secciones en descompresión.

Los métodos de diseño del hormigón parcialmente pretensado propuestos en la monografía citada siguen el mismo procedimiento expuesto por Hugo Bachmann.

2.2.3. RESISTENCIA A CORTANTE DE ELEMENTOS PARCIALMENTE PRETENSADOS.

Desde los famosos ensayos de Stuttgart a Cortante realizados por Leonhardt y Walther en 1962, se establece que la resistencia a cortante del hormigón se puede separar en dos etapas. Antes de fisurar, cuando solo contribuye el hormigón y después de fisurar, cuando contribuye hormigón y acero.

En la primera etapa el cortante siempre actúa en combinación con el cortante en un estado multiaxial de tensiones. Cuando la tensión principal alcanza el valor de la resistencia de tracción, aparece un patrón de fisuras con un ángulo de 45° . Normalmente estas fisuras son una extensión de fisuras previas debido a flexión.

Si dibujamos el cuerpo libre de una viga cortándola por la fisura inclinada encontraremos las siguientes fuerzas:

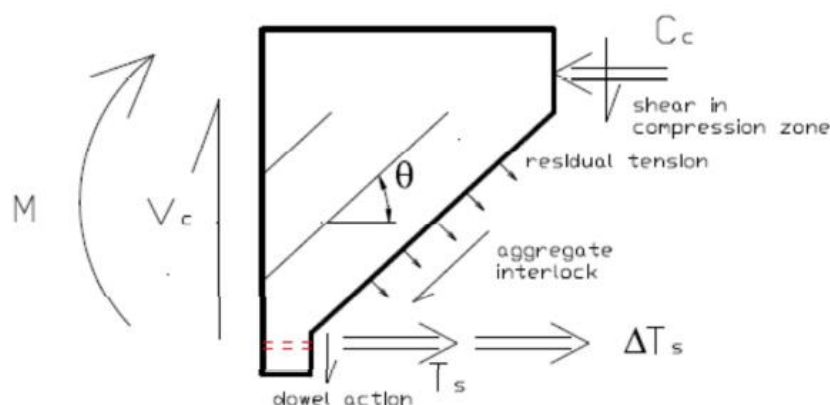


Figura 2.2.1. Mecanismo resistente del hormigón a cortante.

- tensión de corte que se transmite por la zona de a cabeza de compresión.
- tensión de corte transferida a través de la fisura por fricción y por el tensión stiffening.
- efecto pasador de las armaduras longitudinales.

-tensión residual de tracción transferida a través de la fisura, como discontinuidad imperfecta [4].

- **Resistencia a cortante de la cabeza comprimida.** Las fisuras no llegan en esta zona y aparecen unas tensiones tangenciales τ_1 que colaboran a resistir el cortante. Esta resistencia depende de la resistencia a tracción f_{ct} , que es función de f_{ck} .

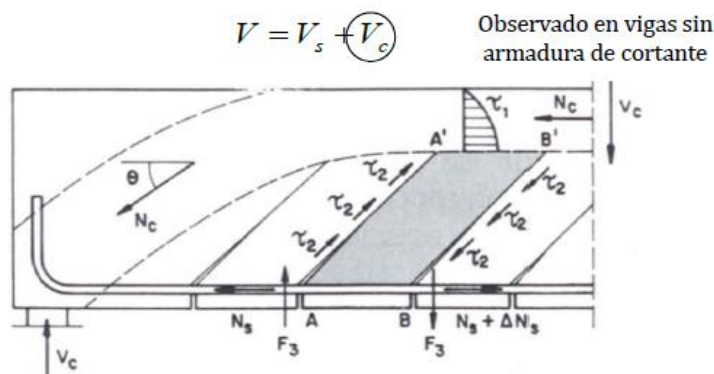


Figura 2.2.2. Contribución del hormigón a la resistencia a cortante.

- **Efecto arco.** La cabeza comprimida se inclina en las proximidades del apoyo (zona de máximo cortante), por lo que la compresión longitudinal N_c tiene una componente $N_c \sin \theta$ que contribuye a la resistencia a cortante.
- **Efecto engranamiento de los áridos.** Se producen deslizamientos relativos entre los labios de las fisuras inclinadas en las que desarrollan tensiones tangenciales τ_2 . Su valor depende, entre otros, de la fracción de árido grueso.
- **Efecto pasador.** La biela $AA'BB'$ está rigidizada por la propia armadura longitudinal que la atraviesa ejerciendo como cerrojo. Se desarrollan unas fuerzas rasantes F_3 que se oponen al cortante exterior.

Si la pieza dispone de armadura transversal, el efecto pasador puede desarrollarse completamente, el ancho de fisura está limitado y eso permite que el engranamiento de áridos y la fricción se mantengan por más tiempo y la zona de compresiones esta confinada. Pero lo más importante es el nuevo efecto resistente que añade: efecto celosía. El primer modelo racional que consideraba dicho mecanismo fue descrito por Ritter a finales del siglo XIX y luego completado por Morsch.

Dicho mecanismo puede ser explicado si consideramos el campo de tensiones en la viga paralelo a la dirección de las fisuras. Este campo forma un triángulo con las armaduras longitudinales y transversales, lo que produce un efecto muy eficiente para resistir cortante y que se asemeja mucho a una celosía.

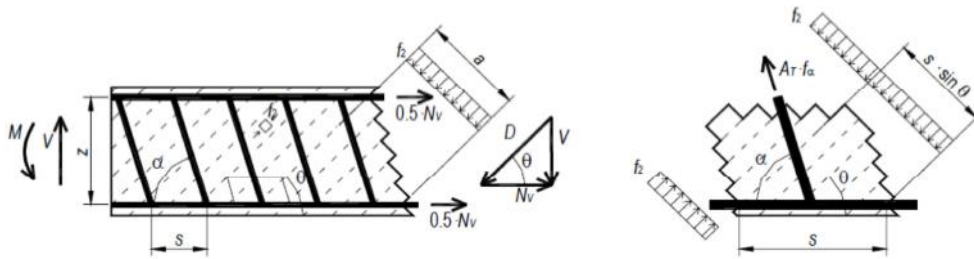


Figura 2.2.3. Contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante.

En la Figura 2.2.4, que es la misma que la Figura 2.2.1 superponiéndole la parrilla de la celosía, podemos ver como estos estribos añaden una nueva fuerza para resistir el esfuerzo cortante.

$$\Delta T_s = \frac{1}{2} * T_s * (\cot \theta - \cot \alpha)$$

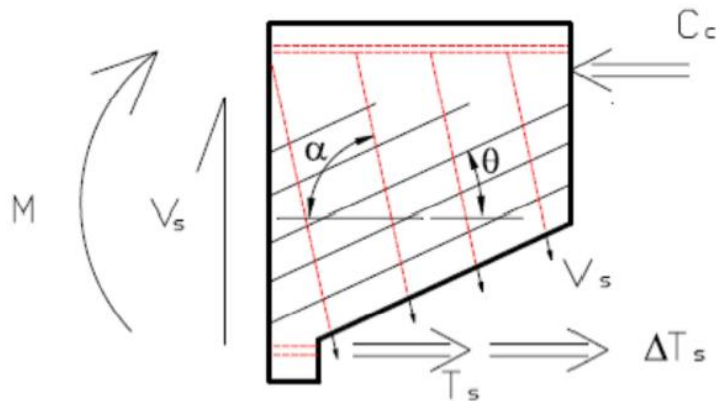


Figura 2.2.4. Mecanismo de las armaduras transversales para resistir cortante.

Sagasetta y Vollum estudiaron como afecta la variación del tipo y tamaño de los áridos y como se relaciona con la cantidad de acero transversal y la manera de aplicar las cargas. La disposición de los estribos influencia la forma del campo de tensiones de compresión. Esto es importante, si solo se disponen de estribos en el perímetro, han de ser las barras longitudinales laterales las que anclen dichos estribos.

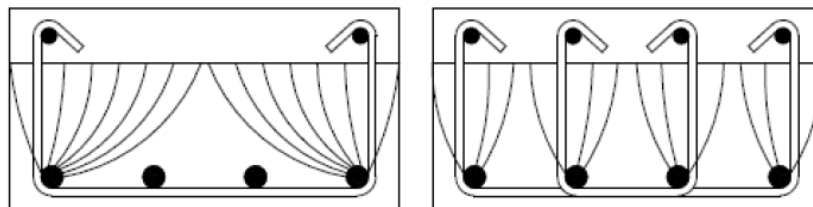


Figura 2.2.5. Influencia de los estribos en la distribución de las tensiones debidas a cortante.

La resistencia a cortante de las vigas con sección en T es un tema que se está estudiando en la actualidad ya que muchos experimentos están revelando un

sobredimensionamiento por parte de las normativas Basándose en la observación de la fisuración diagonal en planta en las alas de las vigas ensayadas, Zararis [5] propone que el área efectiva a tener en cuenta las alas de una sección en T, para el cálculo de la resistencia a cortante de piezas sin armadura, tenga la forma de embudo mostrada en la Figura 2.2.6.

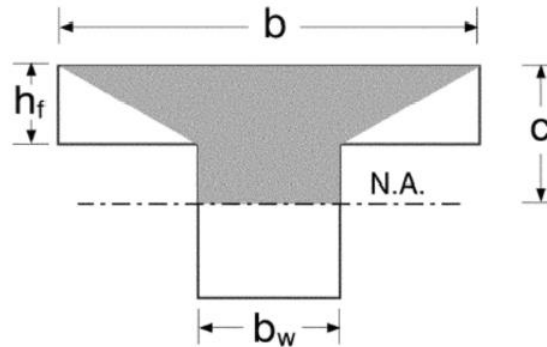


Figura 2.2.6. Sección en T con área efectiva a cortante de hormigón (sombreada).

El modelo propuesto por Mari et al. [6] plantea un modo diferente de entender como las estructuras de hormigón resisten el esfuerzo cortante y vincula la capacidad resistente con el momento flector. En la Figura 2.2.7 podemos ver como se distribuyen los diferentes mecanismos resistentes. En la cabeza de compresión, y sometido a un estado multicomprimido, tenemos la aportación del hormigón a la resistencia. En la zona fisurada, desde la fibra neutra hasta donde la anchura de fisura es demasiado grande tenemos la aportación de la tensión stiffening. La contribución de las armaduras transversales que son atravesadas por la fisura y finalmente el efecto pasador de las armaduras longitudinales.

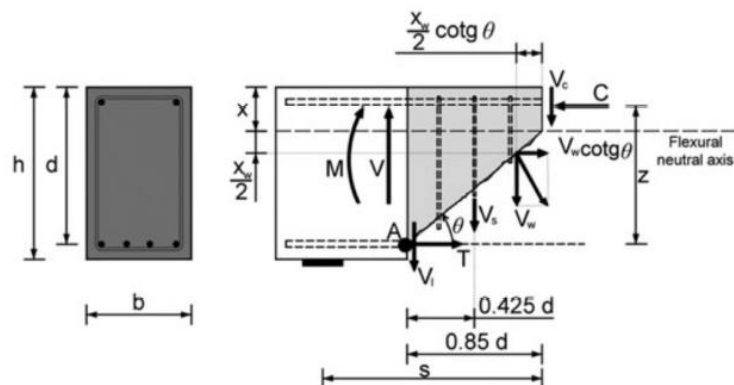


Figura 2.2.7. Mecanismos resistentes considerados.

Este método necesita saber dónde está situado el principio de la fisura. Para eso se ha de conocer el momento de fisuración de la pieza (Figura 2.2.8). Una vez sabemos dónde empieza la fisuración podemos saber el resto de los parámetros.

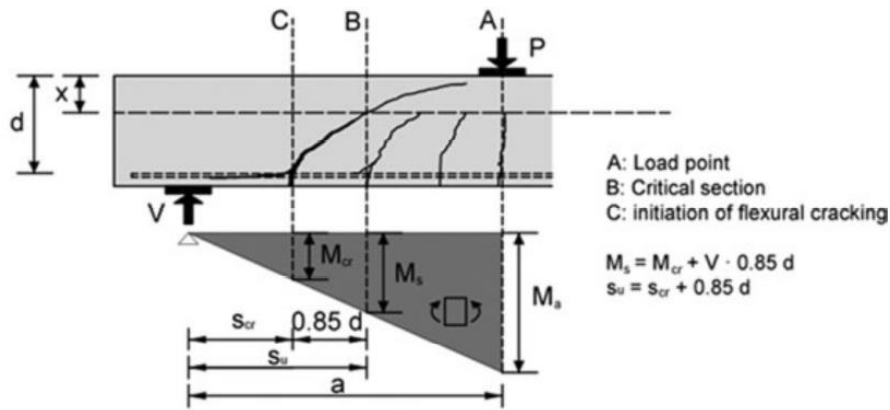


Figura 2.2.8. Posición de la sección crítica.

Cabe destacar que un aumento de la armadura longitudinal haría aumentar la fibra neutra y por lo tanto el área de hormigón de la cabeza y eso haría aumentar la resistencia a cortante.

Un aumento de la armadura transversal hace aumentar la resistencia a cortante por dos motivos: su contribución directa en la componente V_s pero también por aumentar el confinamiento en la cabeza y permitir una mayor resistencia a esfuerzo cortante del hormigón de la cabeza. Como no se tiene en cuenta la anchura del alma sino que la anchura de la cabeza de compresión este método tiene en cuenta estructuras que no tengan una anchura de alma constante. Para compensar secciones con la cabeza excesivamente grande, aparece el concepto de anchura eficaz a cortante.

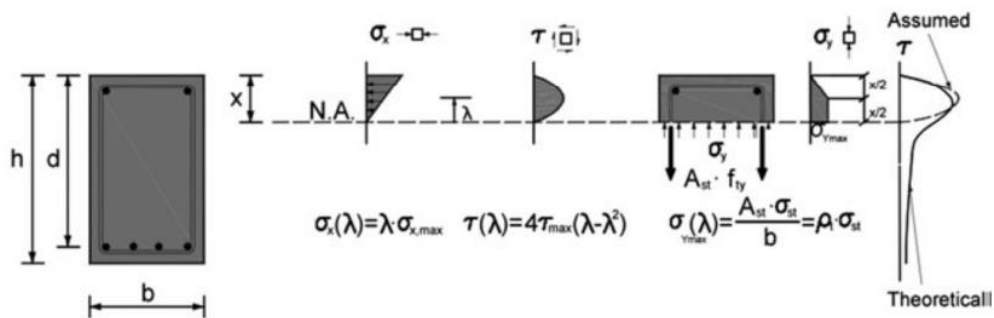


Figura 2.2.8. Distribución de tensiones en la cabeza de compresión.

Por otra parte también se ha adaptado la formulación para estructuras pretensadas. En el caso del hormigón pretensado se aprecian algunos efectos que hacen que el comportamiento de la sección difiera con respecto a la secciones de hormigón armado (figura 2.2.9).

$$K_p = 1 + 0.24 (P \cdot Y_t / f_{ct} \cdot b \cdot d^2) \quad (2-3)$$

Donde la contribución del refuerzo a cortante es:

$$V_{su} = 0.85 d_s \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} d (1 + \Delta_{vcu}) \quad (2-4)$$

Donde el confinamiento de los estribos es: $\Delta_{vcu} = \zeta \frac{x}{d} K_p$

2.2.4. CALCULO DE LA ABERTURA DE FISURA EN PRETENSADO PARCIAL.

Un buen diseño de estructuras en Clase III pasa por cuantificar correctamente el valor del ancho de fisura (w) para que no supere el valor máximo normativo (Tabla 2.1, Tabla 2.2). En la actualidad la gran mayoría de estructuras, sobretudo puentes, se diseñan según criterios de pretensado parcial clase III, ya que la no descompresión bajo ninguna situación de carga de servicio es infrecuente. Pese a que existen diversas filosofías de diseño en cuanto al grado de pretensado óptimo y la armadura pasiva necesaria asociada al mismo, las incertidumbres asociadas al problema de fisuración por flexión y sobre todo por cortante siguen generando debate.

2.2.4.1 FISURACION POR SOLICITACIONES NORMALES

La metodología clásica para cuantificar el ancho de fisura en el modelo de fisuración distribuida donde la anchura de fisura es el producto de la separación entre fisuras por la deformación media de las armaduras.

$$w_k = k \cdot S_m \cdot \epsilon_{sm} \quad (2-5)$$

Estas expresiones solo son simplificaciones de un problema mucho más complejo. Para analizar adecuadamente este tipo de problema se deben emplear sofisticados software que tengan en cuenta la adherencia entre barra y hormigón y así poder describir exactamente la distribución de tensiones y así generar las fisuras.

La mayoría de formulaciones para el HPP son del tipo (2-5) pero existen todavía discrepancias entre códigos. No en la fórmula sino en cómo calcular sus parámetros: S_m . Las diferencias son: área eficaz, la cuantía de armadura dentro del área eficaz, la influencia del recubrimiento, o bien la influencia que la separación de los cercos transversales sobre la fisuración a flexión.

El cálculo de la abertura de fisura en elementos de HPP, e incluso de HA, dista de ser un tema resuelto en las normativas, debiendo revisarse las formulaciones existentes en las normativas vigentes.

En [7] se comparan las formulaciones de EC-2 y MC-2010 [8] con datos experimentales del proyecto Concrack 4 [9] (International Benchmark for Control of Cracking in R.C. Structures) desarrollado por el grupo francés CEOS [10]. El estudio revela que mientras las normativas sobre estiman el valor de la separación entre fisuras, infravaloran el valor de la tensión en las armaduras. Esto lleva a pensar que los valores de tensión stiffening

pueden estar también sobrevalorados afectando a otros cálculos donde aparezca el hormigón traccionado entre fisuras.

2.2.4.2 FISURACION POR SOLICITACIONES COMBINADAS (FLEXION Y CORTANTE)

Pese a que el análisis de la fisuración diagonal, bajo cortante puro o bien por carga combinada, es una línea de investigación relativamente joven, sobretudo en el ámbito del hormigón parcialmente pretensado, y recogida por muy pocas normativas, se ha convertido en uno de las líneas de trabajo básicas a ser resueltas por los comités de trabajo del EC2.

La dificultad en el cálculo del ancho de fisura por efecto del cortante radica en la gran variación que el ancho de fisura presenta a lo largo de la trayectoria de una misma fisura y en concreto en la complejidad de los mapas de fisuración, Figura 2.2.11 se observa como la separación diagonal media entre fisuras varía no sólo a lo largo del tramo asociada a la luz de cortante sino también a lo largo del canto de la pieza.

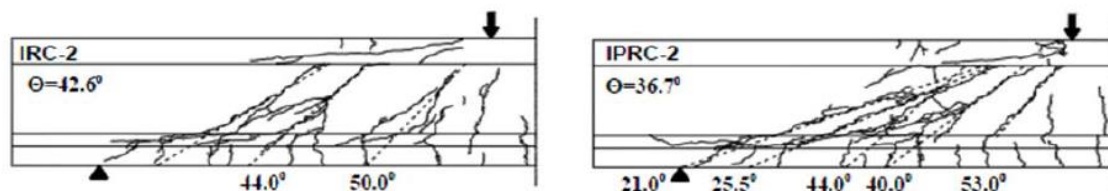


Figura 2.2.11. Patrones de fisuración diagonal en hormigón armado (RC)(izquierda) y hormigón parcialmente pretensado (PRC) (derecha). De Silva [11]

Las formulaciones existentes en la bibliografía para el cálculo del ancho de fisura de cortante, se agrupan en dos categorías: las que se basan en deformaciones principales (2-6) y las que parten de la deformación vertical del cerco (2-7).

$$W_k = k * S_{m\theta} * \epsilon_l \quad (2-6)$$

$$W_k = k * S_{m\theta} * \epsilon_w \quad (2-7)$$

La fisura diagonal corta al cerco con un ángulo θ perdiéndose la correlación entre el valor del ancho de fisura y la deformación vertical del cerco (ϵ_w). Pese a ello, en [12] y [13], han justificado experimentalmente la validez de la expresión (2-7) para RC y PRC dada la fuerte correlación observada entre la cuantía de armadura transversal dispuesta y la abertura de la fisura.

Diversos autores [11], [13], han formulado expresiones para modelizar de manera simplificada los mapas de fisuración diagonal, siendo las expresiones más utilizadas aquellas en que el valor de $S_{m\theta}$ es función de la separación en las direcciones ortogonales (S_{mx} , S_{my}), considerando dos hipótesis básicas: la fisuración diagonal se distribuye de manera uniforme a lo largo de la luz de cortante y que la inclinación de la fisura es constante y de valor θ según figura 2.2.12. Naturalmente la validez de estas hipótesis condiciona fuertemente los resultados.

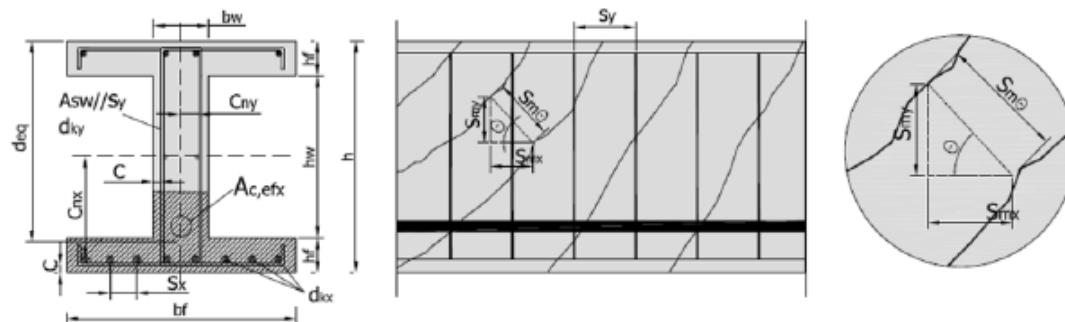


Figura 2.2.12. Variables para el cálculo simplificado del valor de la separación media diagonal.

En [14] se analiza un detallado estudio de las formulaciones existentes para el cálculo del ancho de fisuración diagonal. Del estudio de las formulaciones se observa como la falta de consenso en valores fundamentales como el V_{c0} , ángulo de las fisuras θ , cuantías consideradas, etc., son causas de gran dispersión. Aspectos como la influencia de trazados parabólicos del pretensado, o bien la influencia que el grado de pretensado tiene sobre la abertura de fisura diagonal son temas no analizados.

La fisuración por cortante modifica la rigidez global de la estructura e incrementa la tensión en la armadura traccionada longitudinal, siendo necesaria su cuantificación para un correcto diseño del método expuesto en el apartado 2.2.

	Código	Formulación	Comentarios (ver figura 2)
Deformación principal ($\epsilon_{\pm 1}$)	Collins and Mitchell (1991) [3]	$S_{m\theta} = 1 / \left(\frac{\sin\theta}{S_{mx}} + \frac{\cos\theta}{S_{my}} \right)$ $S_{mx} = 2 \left(c_{mx} + \frac{s_x}{10} \right) + 0.25k_1 \frac{d_{lx}}{\rho_{ox}}$ $S_{my} = 2 \left(c_{my} + \frac{s_y}{10} \right) + 0.25k_1 \frac{d_{ly}}{\rho_{oy}}$	d_k : es el diámetro de las barras (*) C_n : es la distancia a de la armadura ρ_c : es el ratio de armadura en la área efectiva (A_{cef}) $\rho_{ox} = A_{sx} / A_{ce}$ $\rho_{oy} = A_{sy} / b_w s_y$ $k_1 = 0.4$
	Yoon (1996)	$S_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\sin\theta}{S_{mx}} + \frac{\cos\theta}{S_{my}}}$	$S_{mx} = d$ (canto útil en mm) $S_{my} = s_y$ (distancia entre cercos en mm)
Deformación de la armadura transversal (ϵ_w)	CEB-FIB Model Code 1978	$S_{m\theta} = 1 / \left(\frac{\sin\theta}{S_{mx}} + \frac{\cos\theta}{S_{my}} \right)$ $S_{mx} = 2 \left(c + \frac{s_x}{10} \right) + k_1 k_2 \frac{d_{lx}}{\rho_{ox}}$ $S_{my} = 2 \left(c + \frac{s_y}{10} \right) + k_1 k_2 \frac{d_{ly}}{\rho_{oy}}$ $\epsilon_{wm} = \epsilon_w \left[1 - \left(\frac{V_0}{V} \right)^2 \right] \geq 0.4 \epsilon_w$	c : recubrimiento del hormigón s_x : separación de la armadura longitudinal s_y : separación de la armadura transversal d_k : es el diámetro ρ_c : es el ratio de armadura $\rho_{ox} = A_{sx} / A_{ce}$ no se especifica si A_{sx} incluye A_p $\rho_{oy} = A_w / [(c + 8d_{by})(15d_{by})]$ V_{c0} =cortante absorbido por el hormigón V = Cortante
	EC2 EN-1992-1	$S_{max,\theta} = 1 / \left(\frac{\sin\theta}{S_{max,x}} + \frac{\cos\theta}{S_{max,y}} \right)$ $S_{max,x} = 3.4c + k_1 k_2 \phi_x / \rho_{p,eff,x}$ $S_{max,y} = 3.4c + k_1 k_2 \phi_y / \rho_{p,eff,y}$	No se especifica en EC2 como determinar la tensión en el cerco.
	Sudhira (2008)	$S_{m\theta} = 1 / \left(\frac{\sin\theta}{S_{mx}} + \frac{\cos\theta}{S_{my}} \right)$ $S_{mx} = 2\alpha_1 \left(c_{mx} + \frac{s_x}{10} \right) + 0.25k_1 \alpha_1 \frac{d_{lx}}{\rho_{ox}}$ $S_{my} = 2\beta_1 \left(c_{my} + \frac{s_y}{10} \right) + 0.25k_1 \beta_1 \frac{d_{ly}}{\rho_{oy}}$ $\epsilon_w = \frac{V - V_{c0}}{\frac{A_w}{s_y} z (\sin \alpha_w + \cos \alpha_w) \cot \beta \cdot E_w}$	d_k : es el diámetro c_n : es la distancia a de la armadura $\rho_{ox} = (A_{sx} + A_{px}) / ((2.5(h - d_{eq}))b)$ $\rho_{oy} = A_{sy} / b_w s_y$ $k_1 = 0.4$ $\alpha_1 = 0.40$ $\beta_1 = 0.35$ V_{c0} =cortante absorbido por el hormigón α_w = ángulo inclinación del cerco β = ángulo de la biela

Tabla 2.4. Formulaciones existentes para la comprobación fisuración diagonal. [14]

2.3. SITUACION ACTUAL NORMATIVA RESPECTO AL CORTANTE EN PRETENSADO PARCIAL.

2.3.1. EUROCODIGO 2

Calculo de la resistencia a cortante.

Para el cálculo de la resistencia a cortante y determinar las aportaciones del hormigón así como la armadura, el EC-02 establece las siguientes definiciones:

V_{ed} : Cortante actuante debido a cargas exteriores y al pretensado;

$V_{rd,c}$: Resistencia a cortante de cálculo sin armadura transversal;

$V_{rd,s}$: Resistencia a cortante de cálculo con armadura transversal;

$V_{rd,max}$: Resistencia máxima a cortante por compresión del alma, en cualquier punto de la pieza

Si $V_{rd,c} \geq V_{ed}$ no es necesaria armadura transversal, aunque debe disponerse un armado transversal mínimo, salvo en losas (macizas o aligeradas) o en algunos elementos simples (dinteles de menos de 2 metros).

Si $V_{rd,c} < V_{ed}$, entonces es necesario disponer una armadura transversal tal que:

$$V_{ed} \leq V_{rd} = V_{rd,s} \quad (2-8)$$

$$V_{rd} \leq V_{rd,max} \quad (2-9)$$

La resistencia a cortante de una sección sin armadura transversal viene dada por las siguientes expresiones (unidades en MPa y mm):

$$V_{rd,c} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2-10)$$

De donde:

$$k = 1 + (200 / d)^{0,5} \leq 2,0$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$$

$$\sigma_{cd} = N_{ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$$

$$C_{rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Dónde:

A_{sl} : área de la armadura de tracción anclada al menos $l_{bd} + d$ más allá de la sección en estudio;

b_w : ancho mínimo de la sección a la altura de la armadura traccionada;

Para el caso de la sección donde existe la aportación de la armadura transversal en este caso formada por estribos verticales. La resistencia a cortante de la sección viene dada por las expresiones:

$$V_{rd} = V_{rd,s} = A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta / s \quad (2-11)$$

$$V_{rd} \leq V_{rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (2-12)$$

Siendo:

A_{sw} : área de la armadura transversal;

S : separación entre estribos;

F_{ywd} : límite elástico de los estribos, pero tomando $f_{ywd} \leq 0,8 \cdot f_{yk}$;

α_{cw} : coeficiente que depende del estado tensional del cordón comprimido;

σ_{cp} : tensión media de compresión (>0) en el hormigón debida al axil teniendo en cuenta las armaduras. Puede considerarse 0 a menos de $0,5 \cdot d \cdot \cot\theta$ de la cara de apoyo;

Z : brazo de palanca para el momento de la sección. En ausencia de axil, puede tomarse $z : 0,9 \cdot d$;

θ : Inclinação de las bielas de hormigón, que puede variar siempre que $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ (en se asumen bielas a 45°)

Calculo abertura de fisura

Las fisuras están limitadas con el fin de no afectar al propio funcionamiento o durabilidad de la estructura. La aparición de fisuras se considera normales en una estructura pretensada que tengas solicitaciones de flexión, torsión, cortante o tensiones resultantes de cargas directas, deformaciones impuesta o restricciones. Aunque también, se contempla la posibilidad de aparición de fisuras por otras causas como son la contracción plástica o reacciones químicas expansivas que se producen en el hormigón.

El ancho de fisura permitido está limitado en función del ambiente en el que se encuentre la estructura. En la tabla 2.5. se representa la clasificación de los ambientes para la EC2 [1] y en la tabla 2.2. descrita anteriormente, la limitación del ancho de fisura establecido.

Designación de clase	Descripción del ambiente	Ejemplos donde la exposición de la clase puede ocurrir.
1. No hay riesgo de corrosión		
X0	Hormigón sin refuerzo o metal incrustado en todas las exposiciones excepto donde hay hielo o deshielo, abrasión o ataque químico. Hormigón con refuerzo o metal incrustado: muy seco.	Hormigón dentro de edificios con humedades bajas.
2. Corrosión por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo.	Hormigón dentro de edificios con humedades bajas. Hormigón permanentemente sumergido en agua.

Tabla 2.5.a Clasificación de ambientes según EC2.

Designación de clase	Descripción del ambiente	Ejemplos donde la exposición de la clase puede ocurrir.
3. Corrosión por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo.	Hormigón dentro de edificios con humedades bajas. Hormigón permanentemente sumergido en agua.
XC2	Húmedo, raramente seco.	Superficie en contacto con agua a largo plazo. Algunos cimientos
XC3	Humedad moderada.	Hormigón dentro de edificios con humedades altas o moderadas. Hormigón exterior protegido de la lluvia.
XC4	Ciclos húmedo/seco.	Superficie en contacto con agua, no incluidas en XC2.
4. Corrosión por cloruros		
XD1	Humedad moderada.	Superficie expuesta a cloruros.
XD2	Húmedo, raramente seco. Piscinas.	Hormigón expuesto a aguas industriales que contienen cloruros.
XD3	Ciclos húmedo/seco. Partes de puentes expuestas a pulverización de cloruros.	Pavimentos.
5. Corrosión inducida por cloruros de origen marino		
XS1	Expuesto a las sales aerotransportadas sin contacto directo con el agua de mar.	Estructuras cercanas o en la costa.
XS2	Permanentemente sumergidas en el mar.	Estructuras marinas.
XS3	Zona de mareas y salpicaduras.	Estructuras marinas.

Tabla 2.5.b Clasificación de ambientes según EC2.

6. Ataque de Hielo/Deshielo		
XF1	Saturación de agua moderada, sin sales Fundentes.	Superficies verticales expuestas a lluvia y hielo.
XF2	Alta saturación del agua, con sales fundentes.	Superficies verticales de carreteras expuestas a lluvia, hielo y sales fundentes.
XF3	Alta saturación de agua, sin sales fundentes.	Superficies horizontales expuestas a lluvia y hielo.
XF4	Alta saturación de agua, con sales Fundentes.	Superficies horizontales de carreteras expuestas a lluvia, hielo y sales fundentes. Zona de mareas con heladas.
7. Ataque químico		
XA1	Baja agresividad (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y Agua subterránea.
XA2	Agresividad moderada (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea.
XA3	Alta agresividad (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea.

Tabla 2.5.c Clasificación de ambientes según EC2.

Además de comprobar que el ancho de fisura no supere el valor límite establecido en la tabla 2.5., se establece una cuantía mínima de tracción que debe cumplirse. Su valor se determina en la Ec (2-30).

$$A_{s,min.} \sigma_s = K_c \cdot K_{fct,eff} \cdot A_{ct} \quad (2-13)$$

La separación entre las barras de pretensado y su diámetros están limitados mediante las tablas 2.6 y 2.7, haciendo que no sea necesario comprobar la fisura máxima.

Tensión acero (Mpa)	Diámetro de la barra (mm)		
	W_k=04mm	W_k=03mm	W_k=0.2mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabla 2.6. Diámetro máximo de la barra para el control de fisuración.

Tensión acero (Mpa)	Separación máxima (mm)		
	$W_k=0.4\text{mm}$	$W_k=0.3\text{mm}$	$W_k=0.2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabla 2.7. Separación máxima para el control de fisuración.

El ancho de fisura se calcula de forma explícita, siguiendo la Ec. (2-14).

$$W_k = S_{r, \max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2-14)$$

Dónde:

$S_{r, \max}$: Separación máxima entre fisuras.

ε_{sm} : Deformación unitaria media en las armaduras.

ε_{cm} : Deformación media en el hormigón entre fisuras.

2.3.2. ACI-318.

Calculo de la resistencia a cortante.

El requisito básico para el diseño al corte de los elementos pretensados es el mismo que para los elementos no pretensados: en todas las secciones la resistencia al corte de diseño ϕV_n debe ser mayor que el esfuerzo de corte mayorado V_u (2-15).

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2-15)$$

Tanto para los elementos de hormigón armado como para los elementos de hormigón pretensado, la resistencia nominal al corte V_n es la sumatoria de dos componentes: la resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón V_c y la resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte V_s .

$$V_n = V_c + V_s \quad (2-16)$$

Por lo tanto,

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s \quad (2-17)$$

Se asume que la resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón V_c es igual al corte que existe en el momento en que en el hormigón se forma una fisura diagonal.

Los requisitos para el diseño al corte se indican en términos de los esfuerzos de corte V_n , V_c y V_s para aclarar mejor la aplicación del factor de reducción de la resistencia de los materiales, ϕ , para el diseño al corte. En el formato basado en los esfuerzos, el factor ϕ se aplica directamente a las resistencias de los materiales, es decir, ϕV_c y ϕV_s .

Calculo abertura de fisura

Para esta norma [3] el diseño de hormigón pretensado se basa en la fuerza y el comportamiento en condiciones de servicio para todas las etapas que pueden ser críticas durante la vida de la estructura, partiendo desde el momento en que se aplica el pretensado. Las etapas más destacadas son; la transferencia de pretensado, la carga en servicio y el factor de carga para cada estado. Esto no quita que se puedan estudiar otras etapas con más detalles siempre que lo requieran.

Para el pretensado a flexión se clasifica en tres clases de pretensado: clase U, clase T y clase C basándose en resistencias de tracción f_t ficticias que no deben superar, la fibra más traccionada de la cara precomprimida por el pretensado. De manera, que no tiene en cuenta el ambiente en el que se encuentra la estructura sino que se basa en el comportamiento en servicio.

$$\text{Clase U: } f_t \leq 0.623 \sqrt{f_c} \text{ (en Mpa)} \quad (2-18)$$

$$\text{Clase T: } 0.623 \sqrt{f_c} < f_t \leq 0.996 \sqrt{f_c} \text{ (en Mpa)} \quad (2-19)$$

$$\text{Clase C: } f_t > 0.996 \sqrt{f_c} \text{ (en Mpa)} \quad (2-20)$$

La clasificación está basada en las secciones que pueden ser fisuradas, que quedan englobadas en la clase C y las no fisuradas que son las de clase U, mientras que la clase T serían las secciones de transición.

Es importante tener en cuenta que para las clases U y T para flexión, las tensiones en situación de servicio se calcularán para una sección no fisurada, mientras que en clase C se utiliza la sección fisurada transformada.

2.3.3. EHE-08.

Calculo de la resistencia a cortante.

El Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante se puede alcanzar por cualquiera de las dos situaciones siguientes: por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. Por tanto, es necesario realizar las dos comprobaciones siguientes:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (2-21)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (2-22)$$

Dónde:

V_{rd} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Donde para la compresión oblicua en el alma se tiene que:

$$V_{u1} : K * 0.60 f_{cd} * \sin^2 \Theta * \cos \Theta * b_o * d_l \quad (2-23)$$

Para el caso del hormigón pretensado el valor del cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma se ve afectado por un coeficiente de minoración K:

$$K : \frac{S}{3} [1 + T_{cd}/F_{cd}] < 1,00 \quad (2-24)$$

Dónde:

bo: anchura mínima del alma de la sección.

T_{cd} : tensión axil efectiva en la sección (tracción positiva)

$$T_{cd} = N_d / A_c \quad (2-25)$$

N_d : esfuerzo axil de cálculo (tracción positiva) incluyendo el pretensado con su valor de cálculo.

A_c : área total de la sección de hormigón.

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} : [0.12 \xi (100 \cdot P_1 \cdot f_{ck}^*)^{1/3} - 0.15 \sigma_{cd}] b \cdot d \quad (2-26)$$

Con f_{ck} expresado en N/mm², donde:

$$\xi = 1 + \frac{\sqrt{200}}{d} \quad (2-27)$$

P_1 : cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección de estudio.

$$P_1 = \frac{A_s + A_p (f_{yp}/f_{yd})}{b \cdot d} < 0,02 \quad (2-28)$$

Por otro lado el esfuerzo cortante por tracción en el alma que toma en cuenta la instrucción EHE-08 considerando las aportaciones de la armadura transversal es:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (2-29)$$

En el caso habitual de piezas de hormigón armado sometidas a flexión simple o compuesta con armadura transversal dispuesta con $\alpha = 90^\circ$, para $\theta = \theta_e = 45^\circ$ y despreciando el efecto favorable de las compresiones, la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante será:

$$V_{cu} : 0.10 \xi (100 \cdot P_1 \cdot f_{ck}^*)^{1/3} b \cdot d \quad (2-30)$$

Y la contribución de la armadura será:

$$V_{su} = A_{90} \cdot F_{y90,d} \cdot 0,90d \quad (2-31)$$

Calculo abertura de fisura

En esta norma [15], el pretensado parcial supone la situación general en los requerimientos de Estado Límite de Servicio debido a que las verificaciones de fisuración a tracción se realizan bajo situaciones de carga frecuente en el hormigón pretensado. Aunque la norma no obliga al uso de pretensado total, en la práctica sí que se usa, especialmente en puentes.

Para las comprobaciones referentes al Estado Límite de Fisuración los efectos se constituyen por las tensiones de la sección o las aberturas de fisura.

Las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir Ec. (2.32) en todas las situaciones persistentes transitorias bajo la combinación más desfavorable.

$$\sigma_c \leq 0.6f_{ck,j} \quad (2-32)$$

Dónde:

σ_c : Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.

$f_{ck,j}$: Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).

Para comprobar los criterios de fisuración por tracción se debe satisfacer la ecuación (2-33).

$$W_k \leq W_{\max} \quad (2-33)$$

Dónde:

W_k : Abertura característica de fisura.

W_{\max} : Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 [2], mostrada en la tabla 2-1.

2.4. MODELIZACION NUMERICA Y COMPORTAMIENTO NO LINEAL DEL HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO.

2.4.1 MODELIZACION NUMERICA DE ELEMENTOS DE HORMIGON ARMADO.

El comportamiento de las estructuras de hormigón armado es complejo, debido a los fenómenos propios de sus materiales componentes, de su interacción y del proceso constructivo. Entre estos fenómenos se encuentran el carácter no lineal y frágil del comportamiento tenso-deformacional del hormigón manifestado en la fisuración en tracción y curva tensión-deformación no lineal, los fenómenos reológicos, como la fluencia y retracción del hormigón y la relajación del acero de pretensado con el tiempo, y el carácter elasto-plástico del acero.

En servicio estos fenómenos interaccionan y sus efectos estructurales dependen, además, del proceso de construcción, durante el cual las cargas y el sistema de apoyos pueden cambiar, dando lugar, entre otros fenómenos, a descargas y recargas tensionales, apertura y cierre de fisuras, flechas y contraflechas. Si, además, la estructura es continua, los cambios en el esquema estructural generan esfuerzos hiperestáticos en el tiempo por retracción y fluencia.

En fases avanzadas de carga, el comportamiento no lineal mecánico afecta a la distribución de esfuerzos (redistribuciones plásticas) y reduce la rigidez estructural. Ello incrementa considerablemente los efectos de segundo orden, los cuales también se ven aumentados por la fluencia bajo cargas permanentes.

Para el diseño estructural y la evaluación de los elementos de hormigón armado, el análisis no lineal (EF) de elementos finitos se ha convertido en una herramienta importante. Las simulaciones del comportamiento a cortante y la rotura a cortante de estructuras de hormigón armado, usando métodos de elementos finitos no lineales tridimensionales, han mostrado una mayor capacidad de carga en comparación con los análisis convencionales. Esto puede explicarse por una distribución de la carga más favorable cuando se analiza la estructura en tres dimensiones y debido a que la energía de fractura asociada con la fisuración del hormigón está incluida.

El método EF hace posible tener en cuenta la respuesta no lineal. El método se puede utilizar para estudiar el comportamiento de las estructuras de hormigón armado y pretensado, incluyendo tanto la fuerza y la redistribución de tensión. Varios métodos de modelado se pueden utilizar dependiendo de la respuesta o el fracaso a simular. Sin embargo, siempre es importante validar el método de modelado por los resultados de las pruebas y ser consciente de las limitaciones del modelo.

La combinación de los tipos de elementos, el nivel de detalle y modelos de materiales utilizados es importante al definir un método de modelado. Un método de modelado verificado puede ser utilizado para estudiar el comportamiento de los miembros de hormigón con geometrías, propiedades de los materiales, las cantidades de refuerzo, y combinaciones de cargas distintas de las probadas.

Análisis y modelos lineales de hormigón armado

Actualmente los modelos lineales y elásticos poseen una gran importancia en fase de diseño y proyecto, pues prácticamente la totalidad de cálculos estructurales se realizan mediante un análisis elástico-lineal. En este tipo de análisis se consideran al menos 4 hipótesis fundamentales que son: comportamiento elástico-lineal de los materiales, relación lineal entre desplazamientos y deformaciones, apoyos con comportamiento lineal y equilibrio en la configuración no deformada de la estructura.

Así mismo con el análisis lineal se pueden determinar los efectos originados por las acciones así como datos de interés en el diseño de estructuras tales como esfuerzos, reacciones, tensiones, deformaciones y desplazamientos.

El análisis lineal presenta entre otras ventajas:

- Proporcionalidad de causa y efecto.

- Independencia del armado. Se calcula con rigideces elásticas.
- Generalmente es un análisis conservador (del lado de la seguridad)
- Cálculo directo, no se necesita iterar.

Las limitaciones del análisis lineal son:

- No reproduce bien las deformaciones en servicio si hay fisuración.
- En piezas muy esbeltas, no capta la reducción de capacidad por efectos de 2º orden o inestabilidad.
- No reproduce la interacción entre el comportamiento no lineal de los materiales, los efectos de 2º orden y el comportamiento diferido.
- Bajo niveles avanzados de carga, no proporciona una distribución de esfuerzos correcta (aunque en general es conservadora), ni coherente con el armado, por no considerar la plasticidad.
No proporciona información muy rigurosa sobre el nivel de seguridad en estructuras hiperestáticas.

Por ello, se desarrollaron diversos métodos de análisis que tratan de tener en cuenta el comportamiento no lineal observado, los cuales se sintetizan a continuación.

Análisis y modelos no-lineales de hormigón armado

Contempla la posibilidad de que el hormigón se fisure o de que las armaduras se plastifiquen, obteniendo estos datos como resultados en los análisis. Este tipo de análisis requiere del conocimiento previo de las cuantías de armadura de la pieza y, por tanto, sólo se suele utilizar para efectuar las comprobaciones posteriores al dimensionamiento, aunque también puede realizarse el cálculo a través de un proceso de prueba y error, hasta lograr una disposición de armaduras coherente con los esfuerzos actuantes. Las características esenciales de un modelo de análisis no lineal son:

- **Considera diagramas tensión-deformación no lineales de los materiales**, reproduciendo la fisuración y tension-stiffening, no linealidad en carga y descarga, plastificación, agotamiento, etc.
- **Idealiza la estructura en elementos** y las secciones en fibras, cuyas propiedades irán variando en función del estado de los materiales o de la deformación de la estructura.
- **Plantea la ecuación $P=K \cdot d + P_0$** , como en el caso elástico, en la cual K y P podrán variar en función de d y P₀ es un vector de cargas debidas a tensiones o deformaciones iniciales.
- **Procede iterativamente**, hasta que en cada sección se satisfacen las condiciones de equilibrio (entre cargas, esfuerzos y tensiones), compatibilidad (entre desplazamientos, deformaciones y coacciones de apoyo, y los diagramas s-e no lineales de los materiales).

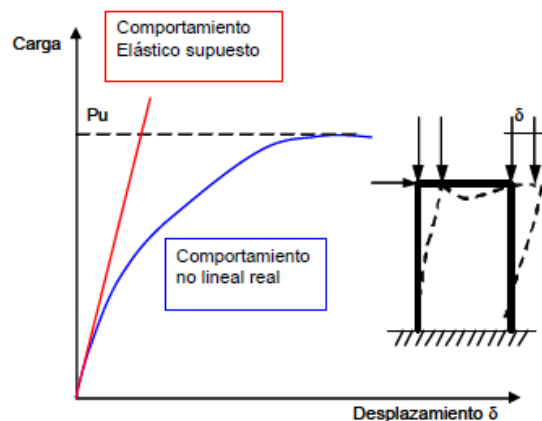


Figura 2.4.1 Efectos de segundo orden.

Cuando los soportes son esbeltos y sometidos a esfuerzos axiales no despreciables, éstos dan lugar a momentos derivados de considerar el producto del axil por las deformaciones transversales de las piezas comprimidas (Fig. 2.4.1). Para tenerlo en cuenta es preciso plantear el equilibrio de la estructura en su configuración deformada, y no en la inicial, como plantea el análisis lineal.

El resultado de este proceso es un aumento de esfuerzos (no solo de momentos), que, a su vez, aumenta la deformación, pudiendo dar lugar a una situación de estable (equilibrio en segundo orden) o pudiendo desencadenar la inestabilidad. Ello dependerá de la esbeltez de la pieza y del nivel de esfuerzo axial.

2.4.2. MODELIZACION MEDIANTE ELEMENTOS NO LINEALES 2D.

El desarrollo del análisis por el método de elementos finitos permite la consideración de los miembros que no son homogéneos, definidos por límites irregulares, y arbitrariamente apoyado y cargados. El continuo es reemplazado por un sistema de elementos finitos interconectados sólo en puntos discretos y la estructura resultante es analizada como un sistema altamente indeterminado.

El método se utiliza para determinar las tensiones internas y desplazamientos para los miembros de hormigón armado sometidos a una carga incremental. El modelo resultante permite representar (a) la influencia de refuerzo, (b) el cambio de topología debido al agrietamiento progresivo, (c) unión realista de transferencia de tensión entre el hormigón y el acero, y (d) propiedades no lineales de los materiales. La carga incremental permite el estudio del comportamiento de los miembros a través de todo el rango desde la carga inicial hasta la carga última.

El uso de elementos no lineales 2d en elementos de hormigón ha sido y es ampliamente utilizado en la modelización de roturas a cortante ya que permite modelizar el alma de la viga como si de un panel se tratase. Estos modelos permiten analizar el comportamiento a cortante de la estructura ya sea en un estado previo a la fisuración del alma (comportamiento isótropo) y una vez se ha superado la tensión de fisuración (comportamiento ortótropo). A su vez permiten modelizar la presencia de armaduras longitudinales y transversales.

2.4.3 MODELIZACION DE LA FISURACION EN ELEMENTOS DE HORMIGON ARMADO.

Los Modelos de análisis para la fisuración del hormigón se pueden clasificar en un modelo de fisura discreta (modelo discontinuo) y un modelo fisura distribuida (modelo continuo) (figura 2.4.2). El modelo de fisura discreta utiliza elementos finitos en el cual las fisuras en el hormigón están representadas por separado como límites. En el modelo de fisura distribuida, se supone que las fisuras en el hormigón se dispersan y distribuyen.

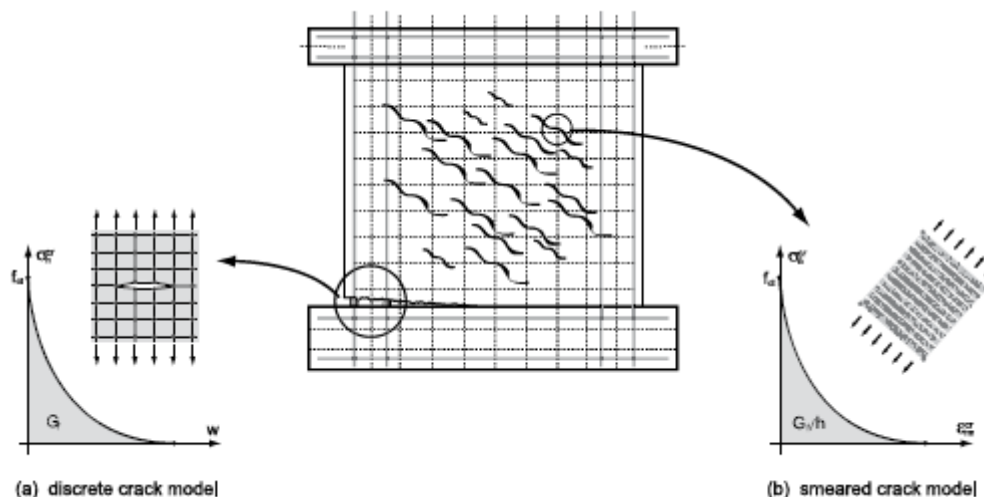


Figura 2.4.2. Modelos de fisuración del hormigón.

Modelos de fisuración discreta.

El enfoque de fisura discreta es atractivo desde el punto de vista físico, ya que este refleja la naturaleza local de la formación de grietas, por lo que la zona de proceso de fractura se agrupa en la línea de la grieta (banda de espesor nulo). Dentro de los modelos de fisuración discreta se pueden distinguir dos subdivisiones:

- Modelo de fisura no embebida, en los cuales se utilizan técnicas de remallado para hacer coincidir la discontinuidad con los lados de los elementos.
- Modelo de fisura embebida, aquellos que enriquecen el campo de desplazamientos (o deformaciones) para que la discontinuidad pueda atravesar los elementos finitos sin necesidad de hacer remallado.

Los modelos de fisuración discreta se utilizan básicamente para representar la modelización de elementos masivos de hormigón (elementos sin armadura) donde la formulación considera que cada fisura se modela explícitamente e incorpora una discontinuidad en la malla (figura 2.4.2a).

Modelos de fisuración distribuida.

Uno de los motivos por el cual surgen estos modelos es que era necesario describir la fisuración del hormigón cuando no existían macrofisuras, que es lo que generalmente ocurre con las estructuras de hormigón armado y que no era posible con el enfoque de la mecánica de la fractura elástica y lineal. Actualmente los modelos de fisuración distribuida están más que aceptados en elementos de hormigón armado y se ha comprobado que reproducen bastante bien el mapa de fisuración (figura 2.4.2b).

Existen dos conceptos de fisuración distribuida en función cómo se trata numéricamente la fisuración del elemento: el concepto de modelos en los que superada la resistencia de tracción del elemento la deformación total se divide en una deformación elástica y otra deformación plástica o de fisura (decomposed-strain model), este concepto ha sido tratado ampliamente en las formulaciones de ROTS [16] y otro concepto en el que se asume que la tensión es una función de la deformación total (total strain crack model) desarrollado por Vecchio-Collins en 1993.

Concepto modelo fisuración deformación descompuesta (decomposed-strain).

La Hipótesis del modelo de fisura de Rots es:

$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon^e + \Delta \varepsilon^{cr} \quad (2-34)$$

En los que para este tipo de modelo la separación de la deformación elástica y plástica permite la modelización de diversas fisuras simultáneas en un mismo punto. Donde la ley constitutiva para material no fisurado se define como:

$$\Delta \sigma^e = D^e \Delta \varepsilon^e \quad (2-35)$$

siendo D^e la matriz del módulo de elasticidad del hormigón. Para la ley constitutiva del material fisurado:

$$\Delta \sigma^{cr} = D^{cr} \Delta \varepsilon^{cr} \quad (2-36)$$

Donde D^{cr} es una matriz de 3x3 que incorpora los modos I, II y III de fractura y los modos mixtos de fractura. Finalmente Rots (1988) propone en su tesis la siguiente expresión para la relación entre tensiones y deformaciones globales, siendo N la matriz de transformación que relaciona las deformaciones locales en la fisura y el sistema de coordenadas globales.

$$\Delta \sigma = \left[D^e - D^e N \left[D^{cr} + N^T D^e N \right]^{-1} N^T D^e \right] \Delta \varepsilon \quad (2-37)$$

Concepto modelo fisuración deformación total (total strain crack)

El modelo constitutivo sobre la base de *total strain* se basa en la teoría del campo de compresión propuesta por Vecchio y Collins. Esta teoría fue formulada sobre la base de modelos bidimensionales. El concepto de un material totalmente ortotrópico todavía no se ha aplicado de manera clara para describir la fisuración distribuida. En su lugar, se supone que la fisuración sólo influye en los términos diagonales en la matriz. Entonces la relación total de tensión-deformación en una configuración de tensión plana (plane-

stress) viene dada siguiendo la relación de la rigidez en el sistema de coordenadas de la fisura n,s.

$$\sigma_{n,s} = D_{n,s} \cdot \epsilon_{n,s} \quad (2-38)$$

$$D_{n,s} = \begin{bmatrix} \frac{\alpha_n \cdot E}{1 - \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \nu} & \frac{\alpha_s \cdot \alpha_n \cdot E}{1 - \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \nu} & 0 \\ \frac{\alpha_n \cdot \alpha_s \cdot E}{1 - \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \nu} & \frac{\alpha_s \cdot E}{1 - \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \nu} & 0 \\ 0 & 0 & \beta_s \cdot G \end{bmatrix} \quad (2-39)$$

Donde $D_{n,s}$ es la matriz de rigidez, donde el módulo de elasticidad E , se ve afectado por unos factores de reducción α_n y α_s que se consideran una función de la deformación por tracción en la dirección considerada.

Bajo el modelo de fisura distribuida el *total strain crack* proporciona dos métodos principales, como se muestra en la figura 2.4.3, que se separan en el modelo de fisura **fija** y el modelo de fisura **rotante** en función de los ejes de fisuración de referencia. El primero supone que los ejes de las fisuras permanecen sin cambios una vez que se definen los ejes de fisuración. Por el contrario, en el modelo de fisura rotante se supone que las direcciones de las fisuras giran continuamente en función de los cambios en los ejes principales de las deformaciones.

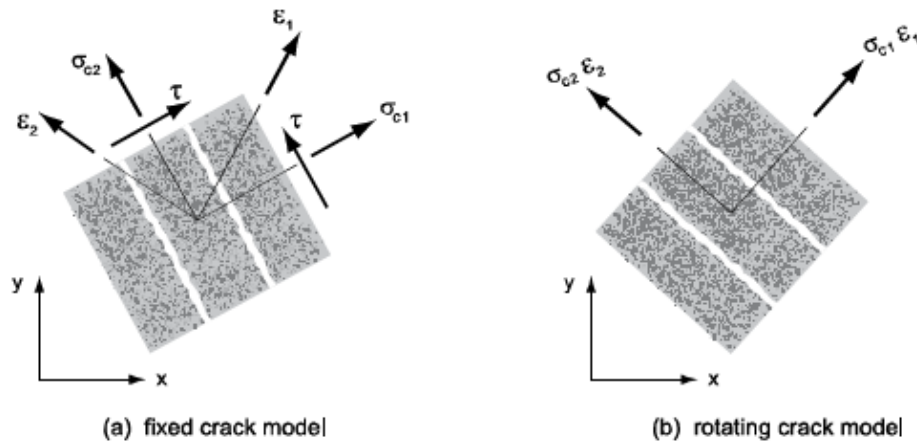


Figura 2.4.3. Modelos de fisuración ortogonal.

En ambos casos de los modelos fijos y rotativos, la primera fisura en los puntos de integración siempre inicia en las direcciones de las deformaciones principales. El hormigón exhibe propiedades isotrópicas antes de la fisura y propiedades anisótropas después de la fisuración. En estos modelos de total strain crack se tratan las propiedades del hormigón como materiales ortotrópicos después de fisurar. Como tal, se calculan las tensiones normales y tensiones tangenciales en las superficies de fisuración.

Puesto que en el modelo de fisura fija se supone que las direcciones de las fisuras permanecen sin cambios, existen las tensiones normales y esfuerzos cortantes o tangenciales en la superficie de la fisura como se muestra en la figura 2.4.3a. Sin embargo, en el modelo de fisura rotante se supone que las nuevas fisuras se desarrollan en dirección a las tensiones principales, haciendo caso omiso de las fisuras desarrolladas en un estado de carga anterior. En este caso en las superficies de la fisura solo están presentes las tensiones normales como se muestra en la figura 2.4.3b.

2.4.4 MODELIZACION DE LAS ARMADURAS E INTERACCION CON EL HORMIGON.

La interacción entre el acero y el hormigón es compleja de simular. Si tanto el hormigón y el acero se modelan con elementos continuos bidimensionales, se pueden utilizar elementos de la interfaz de superficie que describen la interacción entre el hormigón y el refuerzo. Este tipo de elementos se utilizan para modelar las fisuras discretas así como la relación de bond-slip (*adherencia perfecta*) entre las caras de unión entre el hormigón y el acero o los desplazamientos relativos si se quiere en ambos materiales. Este tipo de elementos se definen mediante el uso de la formulación de elementos finitos mientras que el espesor se considera que es cero. Con el fin de definir un elemento interfaz con un espesor cero desde el punto de vista numérico, se modifica la rigidez del elemento interfaz reduciéndola.

Actualmente existen básicamente dos maneras de modelar el acero y de esta forma definir su interacción con el hormigón.

Una manera un poco detallada de los modelos de hormigón armado es modelar el acero a través de elementos tipo barra (*truss elements*), correctamente conectados a la malla de elementos finitos 2D, donde el elemento tiene una rigidez que se acopla con la rigidez del hormigón en cada nodo de los elementos finitos (figura 2.4.4 a). En donde la interacción entre el hormigón y el acero puede ser modelada con un elemento de interfaz bidimensional que supone que la relación entre la tracción normal y el desplazamiento relativo normal es lineal elástica, mientras que la tracción diagonal de cortante y el deslizamiento es asumida como una función no lineal.

Este método de modelado es adecuado para modelar estructuras o elementos de hormigón que no sean de gran tamaño. Se necesita este nivel de detalle si el deslizamiento de cables de pretensado o refuerzo es importante para la respuesta global o el fallo final de la estructura. Un ejemplo es si se lleva a cabo un fallo de cortante en la región donde está anclado el pretensado.

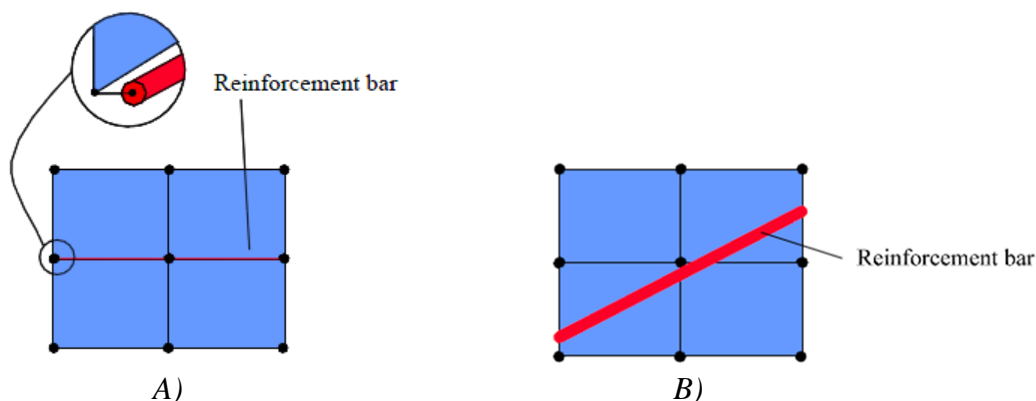


Figura 2.4.4. Modelización de interacción armadura-hormigón. A) Modelización con elementos tipo barra utilizando relación tensión-desplazamiento entre hormigón y la armadura. B) Modelización con refuerzo embebido, se supone completa interacción entre el hormigón y el acero.

Otro método de modelado más adecuado para grandes elementos de hormigón armado o estructuras enteras es asumir plena interacción entre la armadura y el hormigón circundante, 'refuerzo embebido', (*embedded reinforcement*) es decir, el refuerzo no tiene ningún grado de libertad; sólo añade rigidez al elemento de hormigón, (figura 2.4.4 b). Esto se puede utilizar en combinación con todos los tipos de elementos, continuo o estructural, adecuado para describir el hormigón.

En elementos de viga, el acero embebido actúa en la dirección longitudinal del elemento y normalmente se define como barras individuales con excentricidades especificadas en la sección transversal. En los elementos tipos losas, el acero actúa como capas de refuerzo en el plano del elemento y se define la excentricidad y la dirección de la barra a través de su contenido de refuerzo.

2.4.5. ECUACIONES CONSTITUTIVAS NO LINEALES DE LOS MATERIALES.

El hormigón como material tiene un comportamiento no lineal tanto en compresión y en tensión, (figura 2.4.5). Para predecir el comportamiento de las estructuras de hormigón, es importante tomar en cuenta esta respuesta no lineal del material. Una forma de hacer esto es mediante el uso de modelos de materiales no lineales en el análisis de elementos finitos.

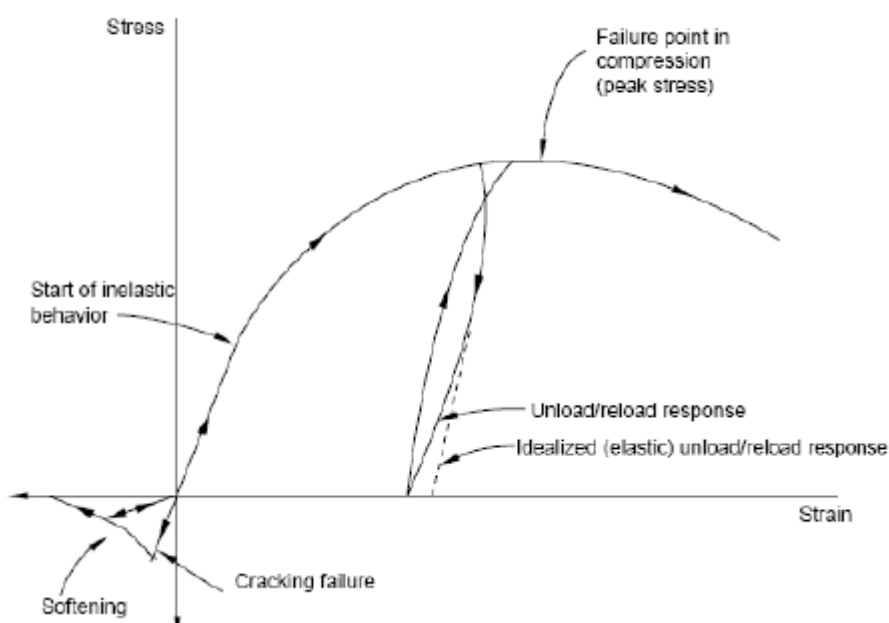


Figura 2.4.5. Relaciones típicas no lineales uniaxiales tensión-deformación para el hormigón, frente a la respuesta elástica.

Para el modelado de la fractura y el daño existen, principalmente tres clases de modelos constitutivos: modelos continuos, modelos discretos y modelos mixtos. La mayoría de los programas de elementos finitos comerciales se basan en modelos continuos. En modelos continuos el comportamiento del material se describe con una relación tensión-deformación. Esta relación se basa comúnmente en la elasticidad, la plasticidad, el daño o el concepto fisura distribuida.

Los modelos de materiales utilizados para el hormigón se basan a menudo en varias teorías que describen las diferentes fases de la respuesta material. La respuesta es a menudo modelada como elástica lineal hasta el agrietamiento se produce en el lado de la tracción y a aproximadamente 60% de la resistencia a la compresión en el lado de compresión, véase la Figura 2.4.5. Un modelo de plasticidad a menudo se describe el comportamiento no lineal en compresión. Por el lado de la tracción de un modelo de plasticidad, un modelo de daño o un modelo de fisura distribuida se utiliza a menudo para describir el comportamiento de la apertura de grietas.

Modelos de compresión

Las curvas disponibles en los modelos predefinidos numéricamente son la curva constante y la curva frágil, y las curvas de *softening* lineales y exponenciales en base a la energía de fractura de compresión, G_c . Las curvas de *Hardening* (endurecimiento) lineal y la saturación de hardening. La figura 2.4.6 muestra las curvas de hardening-softening en compresión. Las curvas hardening-softening, que están disponibles para expresar la compresión, se dividen en la parabólica, parabólica exponencial y la curva hardening sugerida por Thorenfeldt.

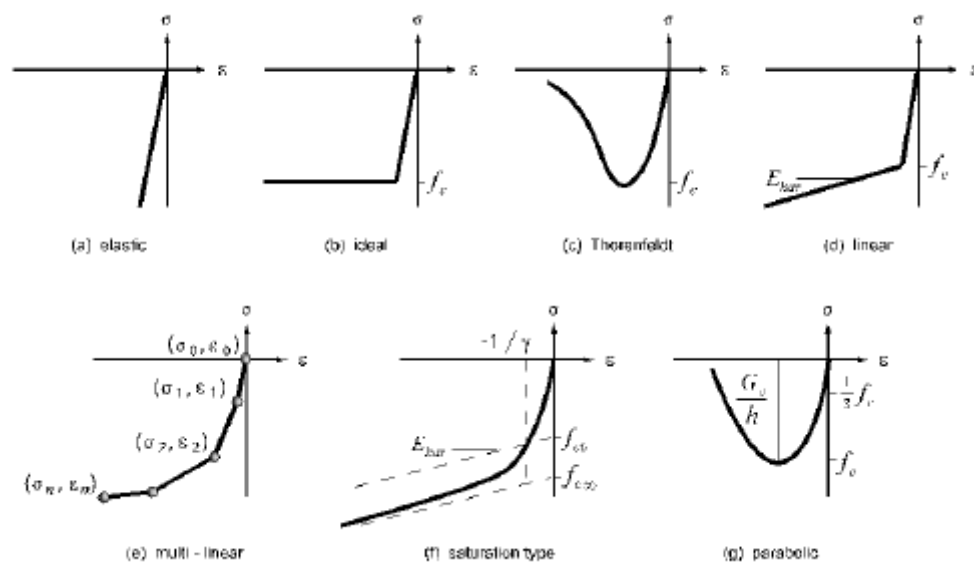


Figura 2.4.6. Modelos de compresión.

Modelos de tensión

El concepto de fisuración distribuida fue desarrollado especialmente para la fisuración del hormigón bajo carga de tracción. Las dos ideas básicas de la mecánica de la fractura no lineales son que algunas tensiones de tracción se pueden transferir después de que se ha iniciado una micro-fisuración, y que este esfuerzo de tracción depende de la abertura de fisura en el lugar de la deformación (figura 2.4.7).

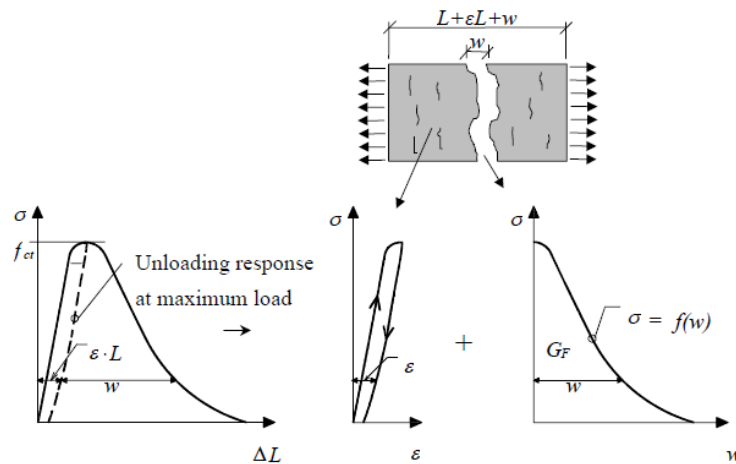


Figura 2.4.7. Relación esfuerzo-desplazamiento, ensayo uniaxial de tracción en una probeta, subdivididos en una relación de tensión-deformación general y una relación de tensión-desplazamiento para las deformaciones adicionales locales.

El área bajo la curva de tensión-apertura de fisuras representa la energía que se consume o se disipó, durante el proceso de fractura. Esta energía denota la energía de fractura, G_f , y se supone que es un parámetro de material. Los parámetros materiales necesarios, además de la energía de fractura, para describir la formación de fisuras son la resistencia del hormigón a la tracción, f_{ct} , y la forma de la relación tensión-apertura de fisuras (ley de tracción-separación).

En el enfoque de fisura distribuida la deformación de una fisura se distribuye sobre un ancho de banda de fisura, h , que es el ancho de la banda de los elementos finitos en el que se localiza la fisuración. Para hormigón en masa el ancho de banda de fisura es típicamente elegida como una longitud del elemento. Para hormigón armado, cuando el refuerzo se modela como embebido y se asume la interacción completa y la zona concreta, la deformación de una sola fisura se distribuye sobre la distancia media de fisura en su lugar.

Por otra parte, cuando se permite el deslizamiento entre el acero y el hormigón, la anchura de banda de fisura es aproximadamente del tamaño de un elemento. Por lo tanto, la tensión de tracción en comparación con la deformación utilizada dependerá del tamaño del elemento. Correspondientemente, el ancho de la fisura “ w ” puede estimarse a partir de las principales deformaciones por tracción ε_1 , obtenida de un análisis.

$$W = \varepsilon_1 \cdot h$$

El modelo de *total strain crack* materializa la función de *softening* basado en la energía de fractura. Los modelos basados en esta función son: curva de softening lineal y exponencial, y la curva de softening no lineal sugerida por Hordijk. En el caso de un modelo de fisura distribuida, estos modelos tienen una relación con el ancho de banda de fisura. Por su parte hay un comportamiento a tracción, que no tiene un efecto directo sobre la energía de fractura. Este comportamiento puede ser representado en el concepto de deformación total. Los modelos que pertenecen a este grupo se definen como, el ideal (de tracción constante), multi- lineal y brittle (figura 2.4.8).

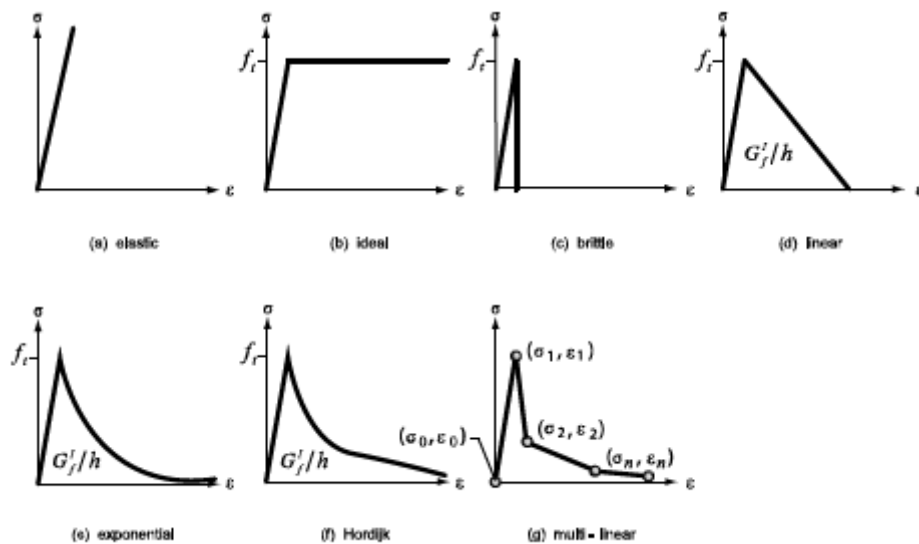


Figura 2.4.8. Modelos de tensión.

Modelos de cortante

La modelización del comportamiento a cortante solo es necesaria en el concepto de fisura fija donde la rigidez a cortante usualmente se reduce después que el elemento fisura. Para la implementación en los modelos numéricos solo es modelada una reducción de la rigidez a cortante.

$$G^{cr} = \beta * G.$$

Donde el factor de retención β es mayor que cero pero menor que uno. Para el concepto de fisura rotante el factor de retención puede asumirse igual a uno.

Modelos de armaduras

En la modelización para el acero, sea en elementos barra o embebidos hay dos modelos de materiales principales.

1. Elasticidad lineal - Este modelo se basa en el modelo de Young e incluye la influencia de variaciones de temperatura (figura 2.4.9).

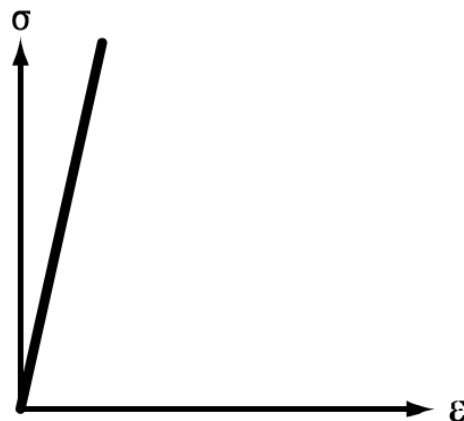


Figura 2.4.9. Curva modelización comportamiento lineal σ - ϵ de acero un ductil.

2. Plasticidad - Incluye el criterio de rendimiento de Von Mises, (strain hardening) endurecimiento por deformación. Este modelo también incluye la influencia de las variaciones de temperatura y la corrosión (figura 2.4.10).

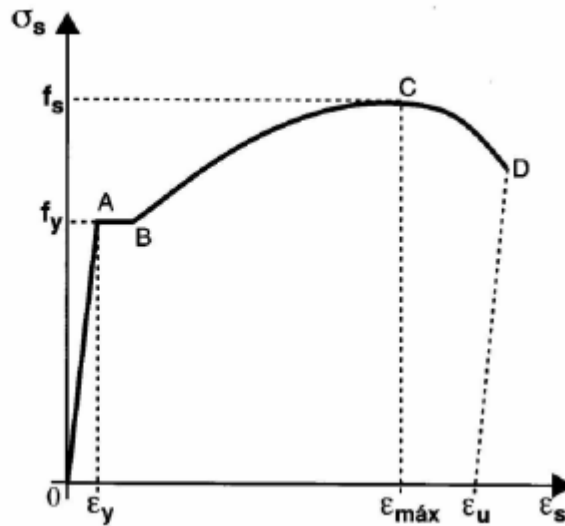


Figura 2.4.10. Curva modelización comportamiento no lineal σ - ϵ de un acero dúctil.

2.5. CONCLUSION SOBRE EL ESTADO DEL CONOCIMIENTO.

De la revisión del estado del conocimiento realizado, pueden destacarse las siguientes conclusiones e ideas relacionadas con el pretensado parcial y los modelos numéricos:

-Las normativas actuales no proporcionan criterios claros de como diseñar una estructura parcialmente pretensada con control de la fisuración. Los criterios de diseño están basados en estructuras lineales y elásticas. Los criterios de diseño se dejan abiertos y por ello las cuantías de armadura activa (grado de pretensado) o cuantías de armadura pasiva varían en función del criterio del proyectista.

-Existen diversas formulaciones para el diseño a cortante en función del país y de la normativa, existiendo discrepancia entre autores y normativas sobre la contribución del hormigón a la resistencia a cortante.

-Existe poca información sobre campañas experimentales, en las que analice con rigurosidad el control de fisuración por cortante en servicio y rotura elementos hormigón parcialmente pretensado.

Respecto a los modelos numéricos planteados cabe destacar:

-Existe poca información sobre métodos numéricos y análisis para elementos de hormigón parcialmente pretensados con falla a cortante, por lo que se genera la necesidad de plantear los análisis numéricos y su validación a través de ensayos experimentales.

-La evolución del ancho de fisura en modelos numéricos de fisuración del hormigón así como la predicción de la resistencia del hormigón parcialmente pretensado sometido a cortante es un tema con numerosos aspectos no resueltos, por lo que ha sido motivo recientes investigaciones. En esta tesina se describe y analiza numéricamente un modelo de viga y un posterior estudio paramétrico para identificar la influencia que tienen ciertos parámetros numéricos en la respuesta de las vigas parcialmente pretensadas sometida a cortante en servicio y en rotura.

CAMPAÑA EXPERIMENTAL: VIGA ISOSTATICA DE HORMIGON PARCIALMENTE PRETENSADO

CAPITULO 3

3.1 INTRODUCCION.

Tal y como quedo de manifiesto en el estado del conocimiento existe un escaso uso del hormigón parcialmente pretensado y un amplio campo de posibilidades por explotar en cuanto a técnicas y métodos que permitan aprovechar al máximo las propiedades de los materiales y tipología estructural en las normas prestacionales; como son la instrucción EHE-08 y el eurocódigo EC-2, por esta razón se plantea la descripción de algunos casos de vigas en específico mediante una serie de pruebas que permiten definir datos de interés.

Para definir las bases con las que se efectuaron estas pruebas, se realizaron una serie de ensayos de diversos modelos de vigas.

En este capítulo se exponen los aspectos que se refieren al programa experimental desarrollado, así como las descripciones generales de las vigas utilizadas, en el caso específico de esta tesina un modelo de viga, entre las cuales se mencionan la geometría, el tipo de armado, los materiales y la instrumentación. Estos ensayos han sido realizados en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras Luis Agulló del departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña.

3.1.1. OBJETIVOS DEL CAPITULO.

Partiendo del trabajo realizado por otros investigadores sobre el comportamiento de vigas isostáticas de hormigón parcialmente pretensado, este capítulo tiene por objetivo los siguientes:

- Plantear la metodología empleada para la obtención de los resultados experimentales.
- Describir los aspectos físico-mecánicos del elemento estructural en consideración.
- Plantear los resultados experimentales tales como carga ultima, flechas, fisuras, del modelo ensayado.

3.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPITULO.

Este capítulo se divide en siete partes, la segunda proporciona la metodología seguida para la realización de esta campaña, partiendo del modelo de viga fabricado, hasta el momento en que se realizan los ensayos, tomando en cuenta las propiedades reológicas y diferidas del hormigón.

En el acápite siguiente se realiza la descripción geométrica de la viga en todo el eje longitudinal así como el transversal. En el acápite 3.4 se exponen los tipos de armados utilizados (pasivo y activo) y la disposición de los mismos.

Texto seguido, en el acápite 3.5 se especifican detalladamente los materiales utilizados y sus propiedades. En los dos acápites restantes se describe la instrumentación de esta campaña y los resultados experimentales, este último, se enmarcaba en datos como carga última, flechas y fisuras.

3.2 METODOLOGIA DE ENSAYO.

Se ha realizado un análisis del comportamiento en rotura y servicio de las vigas de hormigón parcialmente pretensado, para lo cual se han empleado experimentos que contemplan que el hormigón se fisure y que la armadura plastifique, se tomaron en cuenta efectos de no linealidad de los materiales para la obtención de valores como diagramas de tensión-deformación no lineales de los materiales, reproduciendo la fisuración y tensión-stiffening, no linealidad en carga y descarga, plastificación, agotamiento, etc.

Se han planteado y ejecutado ensayos sobre elementos isostáticos parcialmente pretensados con armaduras adherentes cuya finalidad es validar el método de diseño seccional y el modelo de análisis. Los ensayos han sido sobre elementos representativos de secciones transversales de puentes pretensados; así pues, la sección transversal es en doble T, como indica la figura 3.3.3. en el acápite 3.3 de la descripción geométrica del elemento en consideración.

Por otro lado, se han planteado ensayos a cortante con esquemas isostáticos de 2 puntos de carga. Las variables a estudiar en estos ensayos son la evolución de la fisuración a cortante y la influencia de la fisuración en la respuesta dinámica. A su vez, se procuró que las zonas a ensayadas fuesen representativas del comportamiento de viga, evitando la generación de zonas de discontinuidad (regiones D) por la proximidad de los puntos de aplicación de cargas. El esquema del ensayo realizado se indica en la figura 3.3.1 del apartado 3.3.

La primera fase del ensayo a cortante es en uno de los extremos del elemento, como indica la figura 3.2.2, con una configuración de 2 puntos de carga con la primera puesta en carga a los 251 días en la zona izquierda de la viga.

En la segunda fase, se desplaza el apoyo izquierdo una distancia de 3h hacia el interior de la viga, especificada en la figura 3.3.1 dejando un vano biapoyado más corto que el inicial, dejando libre la parte dañada por el primer ensayo correspondiente a la primera fase.

El procedimiento de carga durante el ensayo a cortante ha seguido la secuencia que se indica en la figura 3.2.1, con una primera etapa hasta el nivel poco probable, de forma que se observe la máxima fisuración en servicio con un ciclo de carga. Posteriormente, se realizan 4 ciclos de carga-descarga desde el nivel cuasipermanente hasta el poco probable para estudiar la evolución de la fisuración con los ciclos de carga y la capacidad de recuperación o cierre de esta. Por último, se procede a aumentar la carga hasta la rotura para observar tanto la capacidad resistente como la ductilidad. Durante todo el proceso, se monitorizaron las fisuras que se formaron, las deformaciones en las armaduras, la curvatura y deformación de cortante en las zonas de estudio, y las flechas.

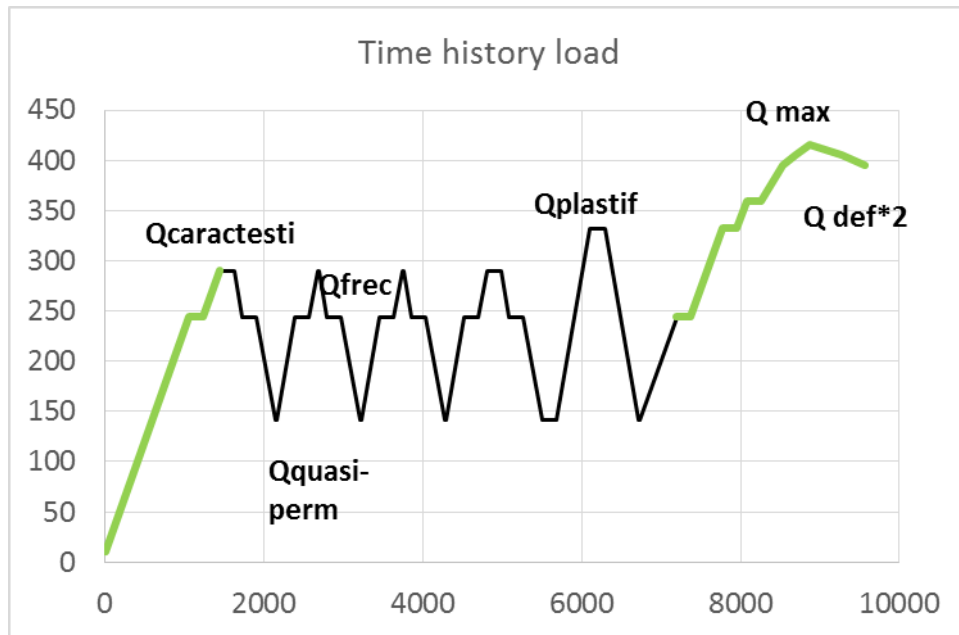
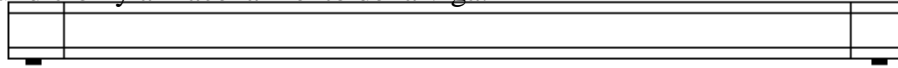


Figura 3.2.1. Prueba de perfil de carga.

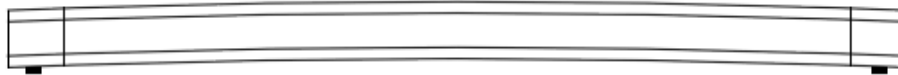
Otros aspectos considerados han sido las deformaciones diferidas del hormigón y la construcción por fases. La interacción que tienen entre si los efectos de las deformaciones diferidas, el comportamiento no lineal de los materiales o la construcción por fases, en este caso particular la fluencia del hormigón por la carga del pretensado, ha sido considerada importante ya que puede ser decisiva en el comportamiento en servicio e incluso en la capacidad resistente.

En este sentido, en la fase de experimentación se tomó en cuenta la secuencia de construcción de la viga y la puesta en carga. En la figura 3.2.2 se muestran las secuencias en que fue construida la viga y el efecto de las deformaciones diferidas y la secuencia de las cargas en días.

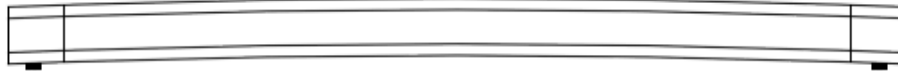
1 día. Fundición y almacenamiento de la viga.



25 días. Paso del tiempo 25 días.

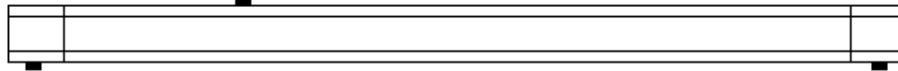


26 días. Transferencia de pretensado.



250 días. Paso del tiempo.

251 días. Primera prueba.



258 días. Segunda prueba.

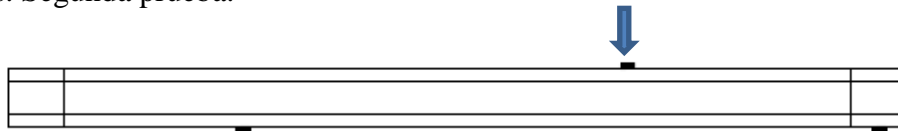


Figura 3.2.2. Secuencia de construcción y carga de la viga.

3.3 DESCRIPCION GEOMETRICA.

La campaña experimental desarrollada forma parte del proyecto de investigación PROPOSE, en la que como se ha comentado anteriormente esta tesis solo se centrará en el análisis de elementos isostáticos pretensado parcialmente. En este caso en particular se considera un espécimen de viga, nombrado como 122R, con una sección transversal y longitudinal que se definirán a continuación así como el armado propuesto.

La geometría de la viga se muestra en la figura 3.3.1 y figura 3.3.2. La viga tiene una longitud total de 8 mt apoyada en sus extremos, su sección transversal consta de una parte maciza en ambos extremos de 0,5mt*0,5mt que se extiende 0,5mt a lo largo de su eje longitudinal, posterior a esto en dirección al centro del vano consta de una sección transversal doble T, cuyas dimensiones en el alma son de $h=0.3\text{mt}$ y $a=0.12\text{mt}$ y en las alas $h=0.10\text{mt}$ y $a=0.50\text{mt}$.

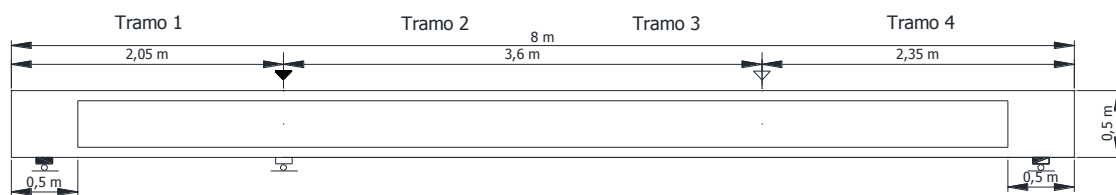


Figura 3.3.1. Dimensionamiento longitudinal del elemento isostático.

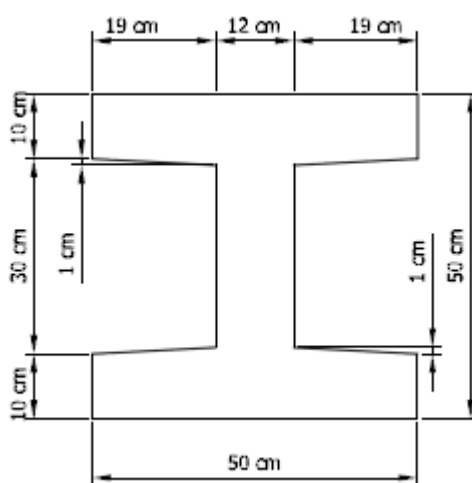


Figura 3.3.2. Caso 122R. Detalle de dimensionamiento sección transversal.

Como se ha especificado en el apartado anterior, la sección en estudio ha sido tomada como una sección representativa de las secciones transversales de puentes pretensados. La figura 3.3.3 muestra la porción sacada como muestra para el estudio de los elementos isostáticos.

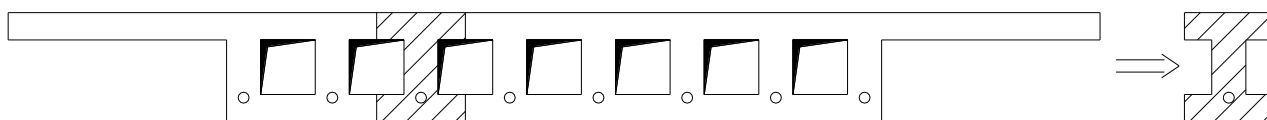


Figura 3.3.3. Sección transversal doble T considerada en el ensayo.

3.4 DESCRIPCION DE ARMADURAS.

Como se ha mencionado anteriormente, en este proyecto se ha dispuesto armadura activa, además de esta también armadura pasiva. Para el caso 122R la disposición de la armadura pasiva es la que se muestra en la figura 3.4.1.

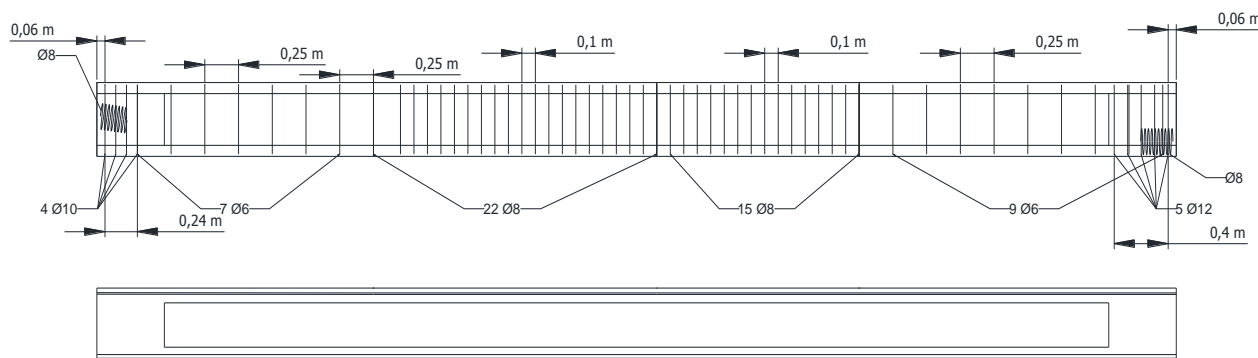


Figura 3.4.1. Despiece de armadura transversal y longitudinal.

Como se ha especificado anteriormente en la figura 3.3.1, el elemento isostático consta de cuatro tramos, esto debido a la disposición de la armadura transversal en toda la longitud. La armadura longitudinal es uniforme para los cuatro tramos. Seis barras #10 se colocan como armadura superior a lo largo de toda la longitud de la viga, igualmente dos barras #4 en el alma. Adicionalmente, ocho barras #25 más dos #10 como armadura inferior a lo largo de toda la longitud de la viga.

Sin embargo, para el caso de la armadura transversal se definen distintos diámetros de barras y separación de los estribos, esto para optimizar que el modo de fallo de la viga se produzca a cortante en los puntos específicos de colocación de la carga. En los tramos uno y cuatro se colocan estribos en las alas y en el alma de barras #6 a una separación de 0.25mt, mientras que para los tramos dos y tres se dispusieron barras #8 a una separación de 0.10mt. En la figura 3.4.2 se muestra una representación de la disposición del acero en el tramo 1.

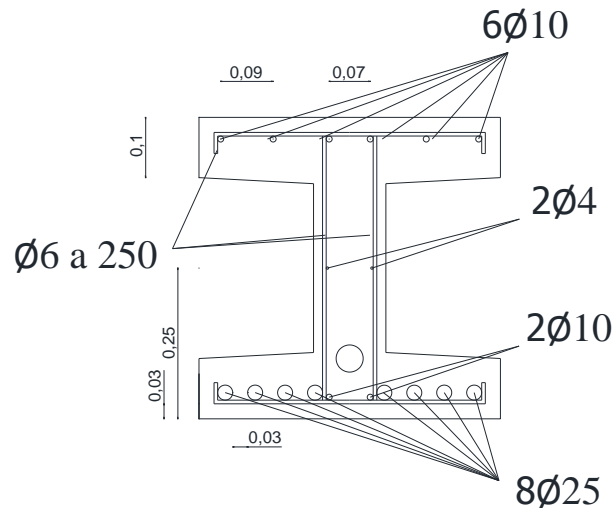


Figura 3.4.2. Detalles de armado sección transversal.

Finalmente como armadura activa se han dispuesto cuatro cordones de 150mm² de acero Y-1860-S7, colocados en una vaina de un diámetro de 50mm y con una fuerza de pretensado de 787.2kN.

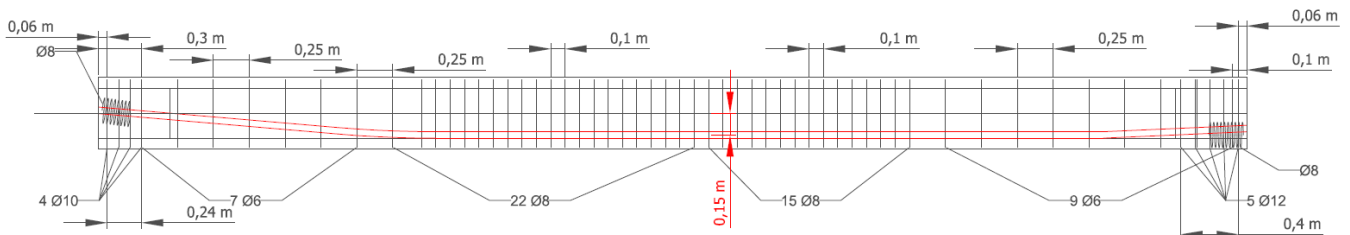


Figura 3.4.3. Detalle de trazado de pretensado.

Como parte de los objetivos de la tesis se analizan parámetros importantes como la influencia que la cuantía activa y pasiva tienen sobre la ductilidad de la sección. Datos que se extraerán y se abordan en el acápite de los resultados experimentales.

Por otra parte, cabe denotar aunque no es tema principal de investigación de la tesis, que esta campaña experimental con elementos isostáticos tiene como objetivos validar el método de diseño seccional y el modelo de análisis. Las variables estudiadas han sido la evolución de la fisuración a flexión y cortante, la ductilidad disponible a flexión y la influencia de la fisuración en la respuesta dinámica.

3.5 PROPIEDADES DE MATERIALES.

El valor medio de las propiedades concretas del hormigón es $F_{cm} = 40$ Mpa (HP-40), que se considera más adelante para el análisis por ordenador. Sin embargo, la resistencias obtenidas en los días 41 y 255 del modelo experimentado en el laboratorio se muestran en la tabla 3.1:

Concreto	F_c (Mpa)	F_{ct} (Mpa)	E (N/mm ²)
41 días	36.07	3.18	22.485
255 días (ensayo)	53.02	4.74	29.328

Tabla 3.1. Resistencia del hormigón empleado en el ensayo del modelo 122R.

Por otro lado, en el caso de las armaduras las propiedades de la armadura pasiva han sido: $F_y=550$ Mpa y $E=200.000$ (N/mm²). Por último, las propiedades de la armadura activa empleada han sido: $F_y=1763$ (Mpa) y $E=200.000$ (N/mm²) con una area de pretensado descrita en el apartado anterior de $A_p=600$ mm² y una fuerza de pretensado aplicada de 787.2kN.

3.6 TIPO DE INSTRUMENTACION.

Para llevar a cabo la campaña experimental se utilizaron distintos medios e instrumentos descritos a continuación:

3.6.1. GALGAS EXTENSIOMETRICAS, ENSAYOS A CORTANTE.

La distribución de las galgas ha sido dispuesta en los estribos y en la armadura pasiva, así como también en la armadura activa. En el caso de la viga I122R estudiada, la figura 3.6.1. muestra explícitamente la ubicación de las galgas.

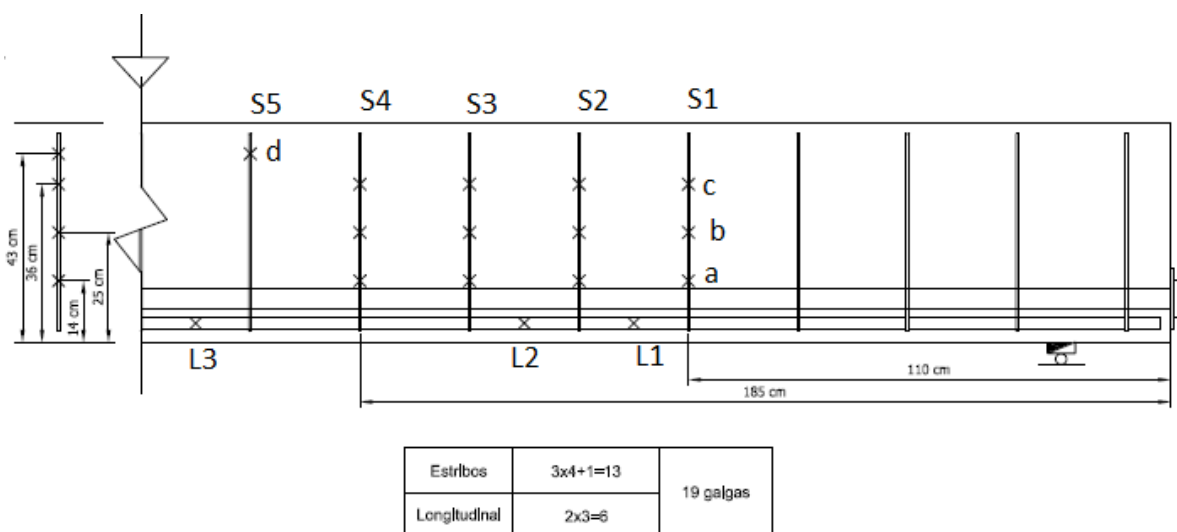


Figura 3.6.1. Detalle de la ubicación de las galgas.

Esta instrumentación se ha colocado con la finalidad de monitorear las deformaciones y las tensiones generadas en las armaduras pasivas de la viga, en la figura 3.6.1 se muestra que se han colocado 13 galgas en los estribos y 6 galgas en la armadura longitudinal agrupadas de dos en dos, una en la barra interna y otra en la externa, en la zona de los ensayos a cortante. Igualmente, se ha dispuesto la misma cantidad y distribución de galgas al otro extremo de la viga, en la zona de la armadura activa inclinada. En este caso, nos hemos centrado en el comportamiento del elemento bajo ensayo a cortante en la zona del tendón recto, tal como se ha expuesto en la figura 3.6.1.

3.6.2. TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTOS EN ENSAYOS A CORTANTE.

En este caso esta instrumentación ha sido utilizada para obtener los valores de anchos de fisuras generadas en la zona de la cabeza de compresión del concreto y las fisuras en las zonas del alma próxima al apoyo. Se colocaron 14 transductores para este tipo de ensayo. Cada ensayo ha requerido 6 sensores con una elongación máxima de 17.5 mm y 8 sensores con una elongación máxima de 0.4mm.

Sensor	TD-R (Roseta) $\frac{1}{4}$	TD-R (Roseta) $\frac{5}{6}$	TD-A (Ala) 1/6	TD-A (Ala) 7/8
Cantidad	4	2	6	2
Longitud Inicial	250.0mm	353.5mm	100.0mm	141.4mm
Elongacion Maxima	17.5mm	17.5mm	0.4mm	0.4mm

Tabla 3.2. Cantidad de transductores para ensayo a cortante.

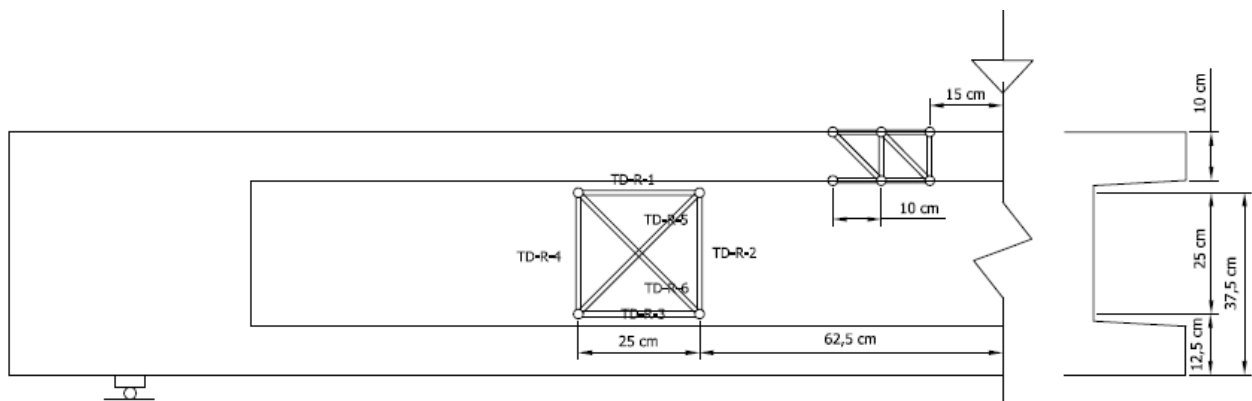


Figura 3.6.2. Detalle y nomenclatura de los transductores situados en el alma y la cabeza de compresión.

3.6.3. TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTOS PARA FLECHAS.

Para medir las flechas en el análisis de la sección del tendón recto y la carga aplicada en esta parte, se colocaron 5 transductores 2 para medir el descenso de los apoyos y 3 colocados bajo cargas y a distancias medias.

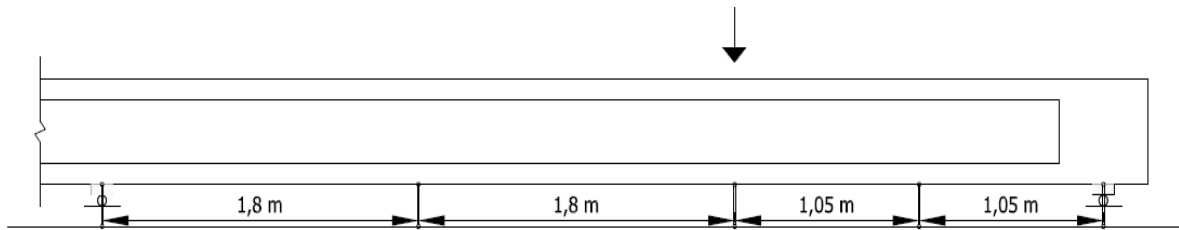


Figura 3.6.3. Detalle de ubicación de los transductores para medir flechas.

En cada ensayo se han dispuesto los transductores anteriormente descritos en la figura 3.6.3, estos ensayos han requerido dos sensores con una elongación máxima de XXmm colocados en los apoyos y tres sensores con una elongación máxima de 160mm colocados en la parte interior del vano.

3.7 RESULTADOS EXPERIMENTALES.

Como se explicó en la metodología del ensayo y en la descripción geométrica la viga se ha sometido a una carga ubicada a 2.35 mt de su extremo izquierdo, aumentando dicha carga hasta provocar la rotura.

En base a esta metodología de ensayo descrita en el acápite 3.2 se han obtenido resultados del comportamiento de la armadura activa y pasiva y la armadura longitudinal, así como valores de tensiones en los cercos y gráficos de carga-desplazamiento.

3.7.1. TIPO DE ROTURA ESTUDIADA.

El tipo de falla para la viga en consideración correspondió a rotura por tensión diagonal, en este tipo de falla se observaron primeramente las fisuras a flexión que rápidamente se tornaron en fisuras diagonales, en este tipo de rotura como se ha comentado en el capítulo 2 a medida que aumenta la carga los mecanismos internos del hormigón van activándose.

El primero en ceder es el mecanismo del efecto pasador de las armaduras después de lo cual la fuerza tangencial se transfiere al agregado y las armaduras transversales hasta que plastifican y al ceder este último mecanismo las fisuras se propagan y se transfiere la fuerza tangencial aun mayor a la zona de compresión del hormigón de manera repentina y como resultado de esta transferencia repentina de cortante (fuerza tangencial) la viga falla bruscamente.

Como se observa en la figura 3.6.4 la viga I122R fallo por cortante, en donde primeramente se observó plastificación en la armadura transversal y posteriormente rotura en la cabeza de compresión del hormigón.

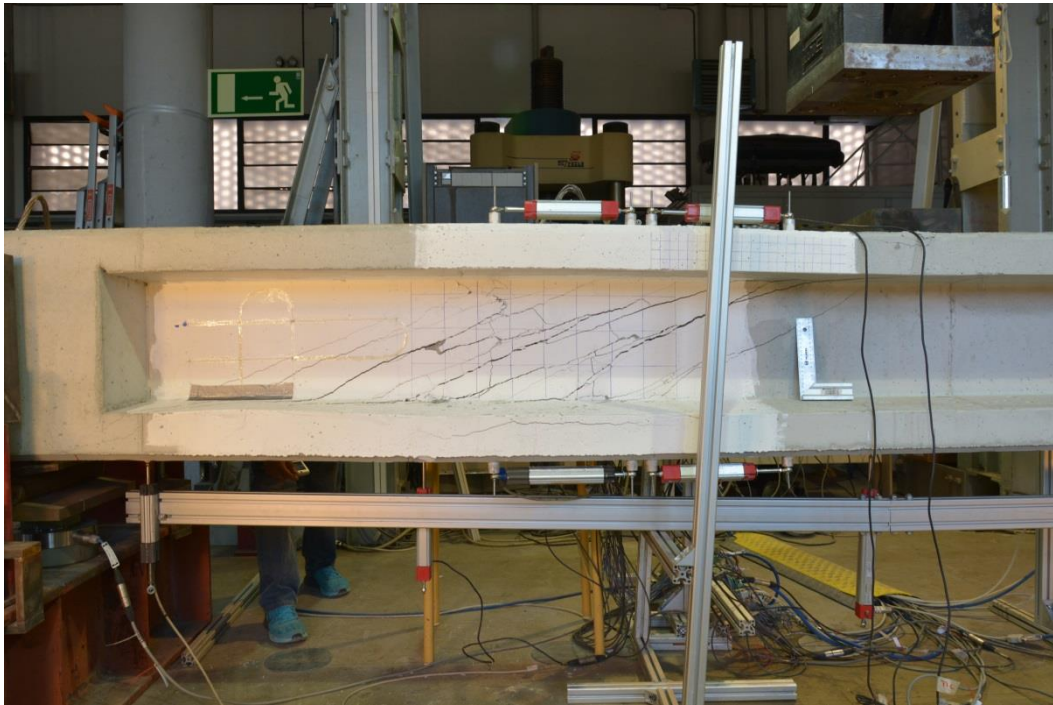


Figura 3.7.1. Detalle de rotura por cortante en lado tendón recto, viga I122R.

3.7.2. RESULTADOS CARGA-DESPLAZAMIENTO.

Partiendo del día 258 desde que se realiza el vaciado de concreto de la viga, se procede a cargar la viga hasta la rotura y los sensores 3 y 4 ubicados al centro de la viga y debajo de la carga respectivamente, capturan las flechas generadas. Como se aprecia en la figura 3.7.1 la carga máxima de rotura de la viga es de 427.3 kN, a esta le corresponde una flecha de 26.72mm.

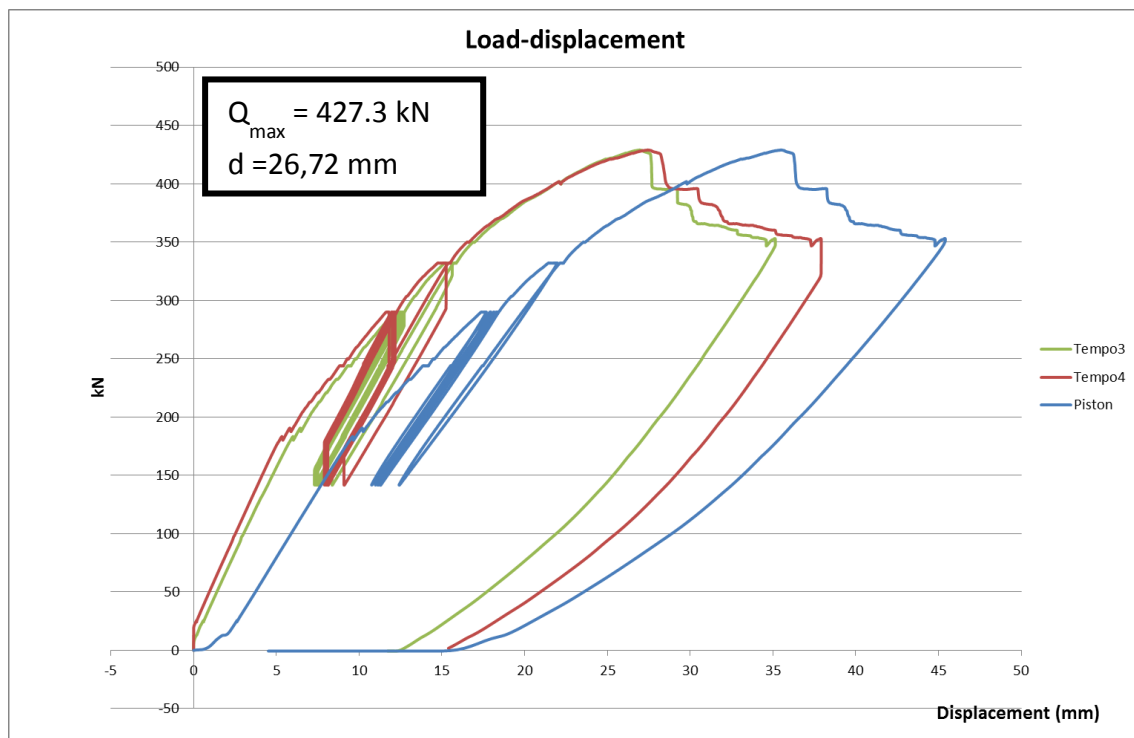


Figura 3.7.2. Grafico carga- desplazamiento viga I122R.

Se observa que después de la carga ultima, el elemento continua desplazándose para valores de cargas menores y al retirarse la carga por completo, la viga queda con un desplazamiento residual entre valores de unos 15mm para el tempo 4 y 13mm para el tempo 3, esto debido a las fisuras generadas y el comportamiento no lineal del material en la fase de rotura.

Cabe mencionar que se ha realizado el ensayo a cortante y que el elemento falla por la plastificación de la armadura transversal y luego por aplastamiento de la cabeza comprimida del hormigón en la zona de la carga aplicada.

3.7.3. RESULTADOS COMPORTAMIENTO ARMADURA ACTIVA.

Se realizó un ensayo de resistencia a tracción de las armaduras activas, para un cordón de 150mm^2 de área. La figura 3.7.3 muestra los resultados de las deformaciones del cordón en función de la carga aplicada, se observa que para la carga pico de 265kN comienzan a fallar los cables del cordón. Este carga ultima corresponde en términos relativos, con la resistencia a tracción de la armadura activa de 1763 N/mm^2 , de donde $\sigma = (265,000\text{N/mm}^2)/150\text{mm}^2 = 1766\text{ N/mm}^2$.

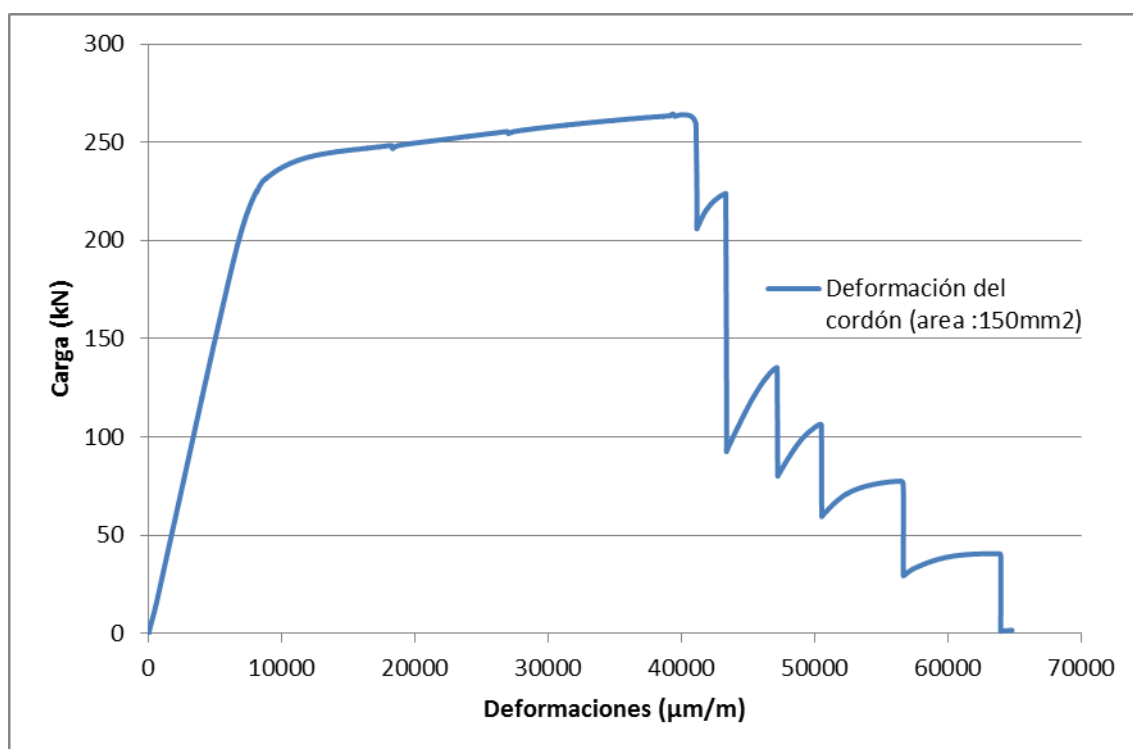


Figura 3.7.3. Ensayo a tracción cordón armadura activa.

Como se ha descrito anteriormente en la figura 3.6.1 la ubicación de la armadura activa, en la figura 3.7.4 se muestran los resultados tiempo-deformación obtenidos de la armadura activa. Se aprecia que en el lado de la zona de flexión, las armadura mantienen un rango elástico de deformación en el tiempo, recuperando más o menos su estado inicial una vez retirada la carga. La captura del valor numérico de la tensión ha sido difícil por el propio comportamiento del acero activo definido por la curva tensión deformación, donde para tensiones muy altas existen deformaciones pequeñas.

Por su parte el grafico de carga-deformación del ensayo del cordón ayuda a capturar más o menos en qué estado de tensión se encuentra la armadura bajo una deformación en específico. Por ejemplo para una deformación de unas 100 $\mu\text{m/m}$ mostrada en la figura 3.7.4 en la galga activa en la zona de flexión, trasladando este valor al grafico 3.7.3 se tiene que el valor de la carga no superaría los 50 kN, lo que da un valor de tensión en el cordón de 334 Mpa.

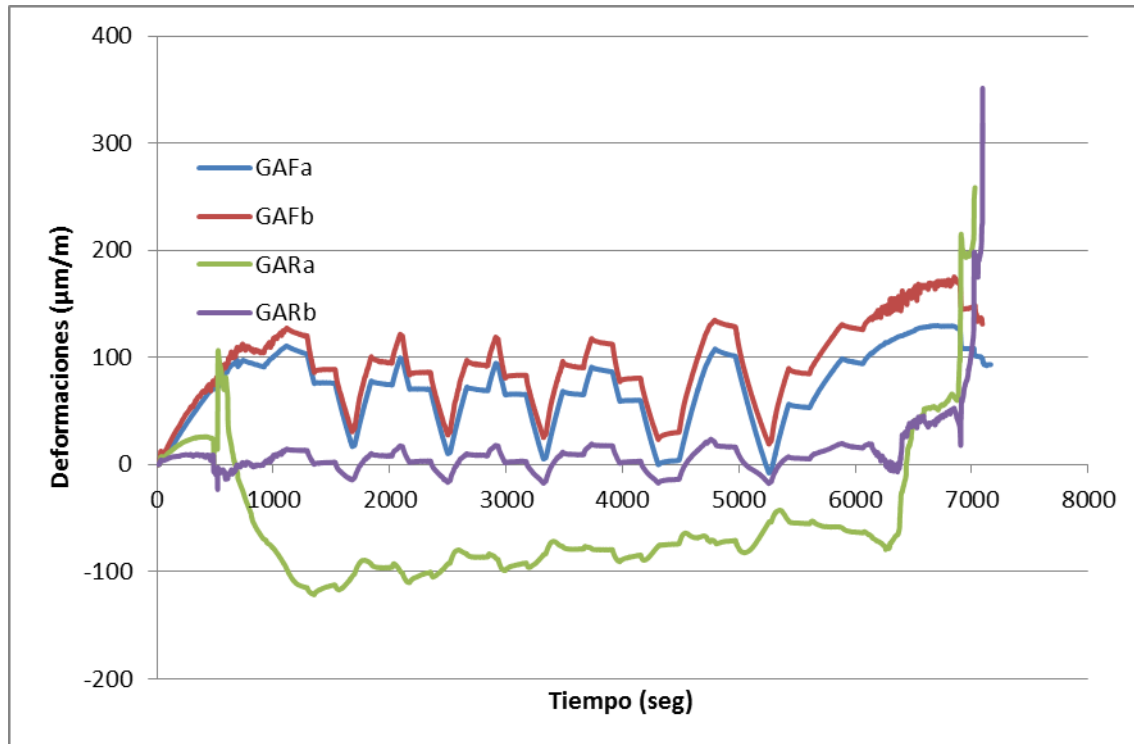


Figura 3.7.4. Grafico deformación-tiempo, armadura activa en la zona de flexión y del tendón recto de la viga.

Por otro lado, la armadura activa ubicada en la zona del tendón recto presenta valores negativos y muy por debajo de los de la zona a flexión. Estos resultados se deben a errores en el sistema de recopilación de datos, específicamente en las lecturas de las galgas las cuales en este caso aparentan haberse desprendido por el pretensado antes de disponerse a cargar la viga.

3.7.4. RESULTADOS COMPORTAMIENTO ARMADURA PASIVA LONGITUDINAL.

En la figura 3.7.4 se muestra el incremento de tensión en la armadura longitudinal del lado recto del modelo de viga ensayado de la galga L1 como se muestra en la figura anterior 3.6.1 bajo los ciclos de carga anteriormente descritos durante un periodo de dos horas, con registros cada 0,5 segundos, sometiendo la viga hasta la rotura.

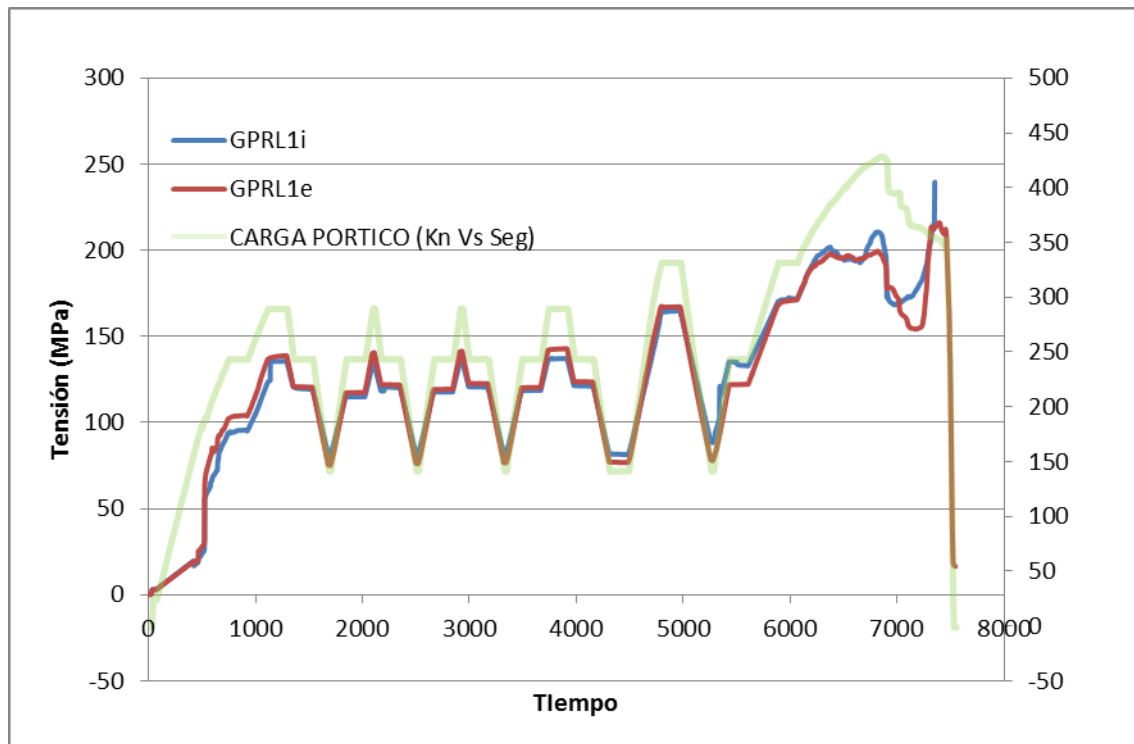


Figura 3.7.4. Grafico tensión-tiempo lado recto de armadura pasiva L1 en modelo viga I122R.

Los resultados muestran que, tanto la armadura longitudinal interna como la externa presentan una oscilación significativa con varios picos y valles prácticamente idénticos a los ciclos de carga viéndose una mayor diferencia al punto de colapso de la estructura, donde se aprecia una caída de tensión de la armadura. Por otro lado se puede apreciar que la armadura longitudinal no alcanza su límite elástico, siendo los valores máximos de 200Mpa.

Se nota que la tensión en la armadura interior es ligeramente mayor que la exterior, este comportamiento es el de esperarse por la disposición de las armaduras, donde la interior se expone a mayores tensiones.

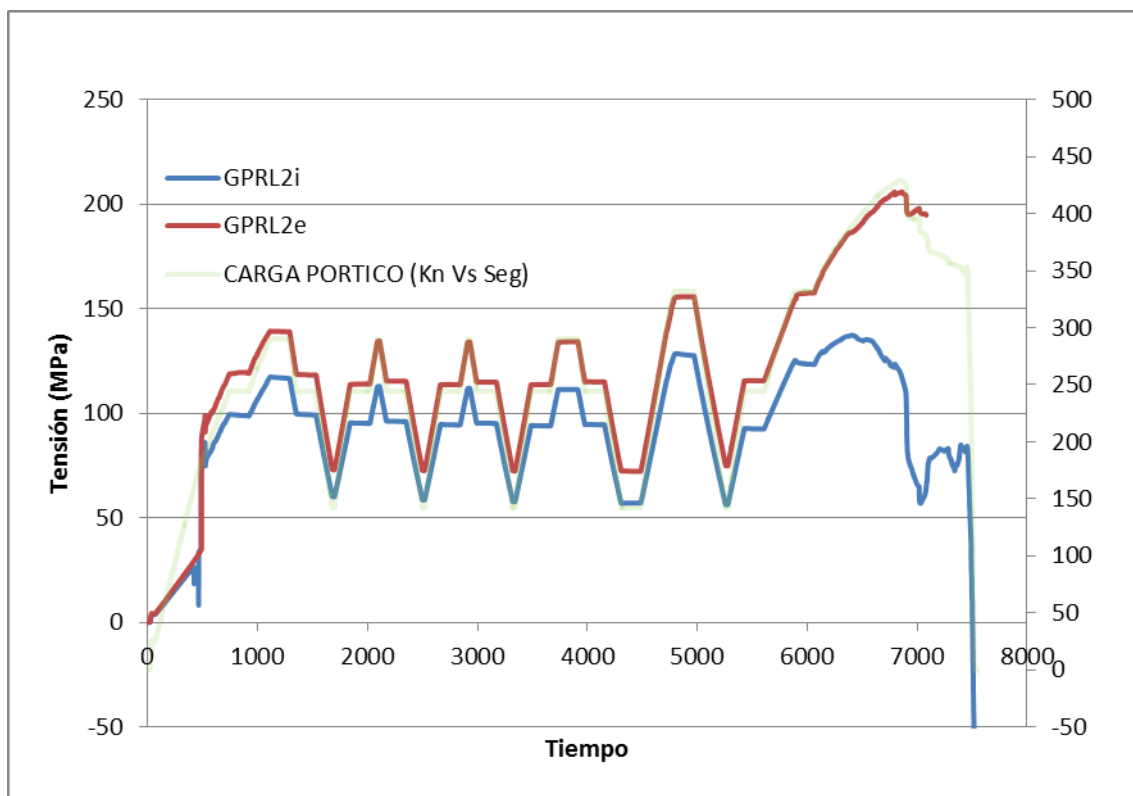


Figura 3.7.5. Grafico tensión-tiempo lado recto de armadura pasiva L2 en modelo viga I122R.

A diferencia de la figura 3.7.4 el gráfico de la figura 3.7.5 muestra que las tensiones en la armadura longitudinal de la cara interior de la viga son menores que las tensiones de la armadura longitudinal de la cara exterior, para un valor de 125mpa de la armadura interior, la armadura externa está sometida a una tensión de 155mpa, esa tendencia difiere de lo habitual observado en otros ensayos.

En principio ese comportamiento no podría atribuirse a la posición de las barras, puesto que la tensión última de 205 Mpa de la armadura de la cara externa coincide con el pico del gráfico carga-desplazamiento que tiene un valor de 427kN, mientras que la armadura interior presenta una caída considerable, con un valor de la tensión de 135 Mpa. La causa más probable es, por lo tanto, un fallo de la instrumentación y/o del funcionamiento del sistema de adquisición de datos.

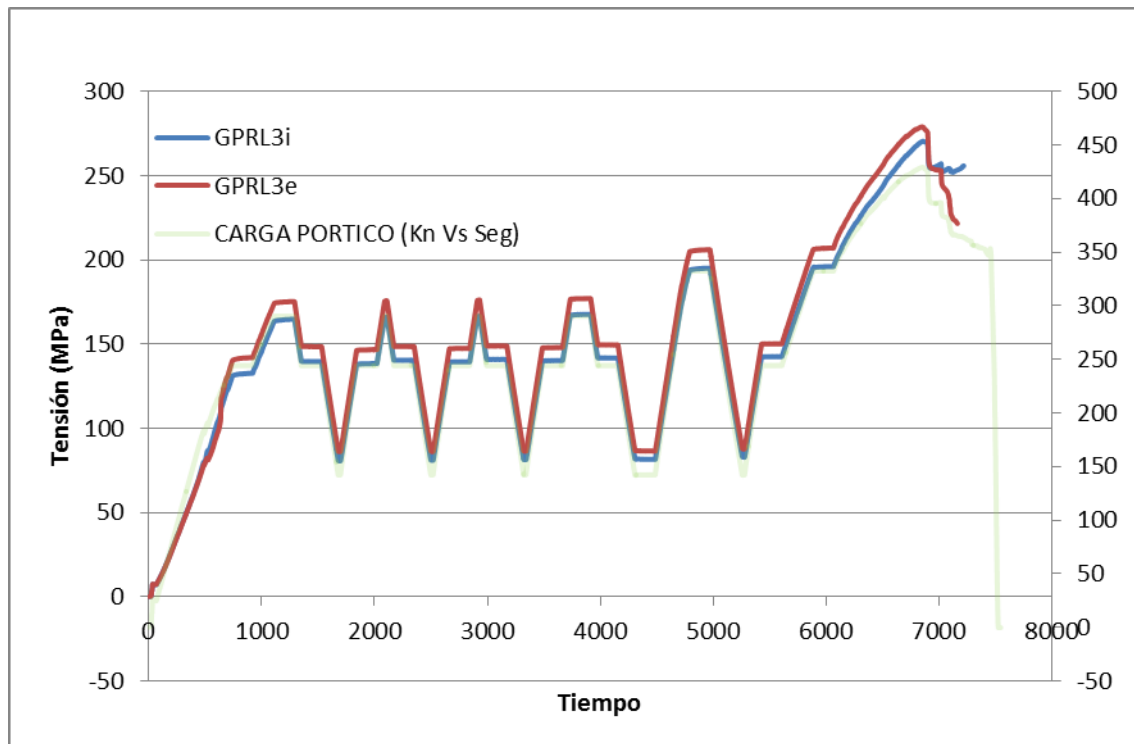


Figura 3.7.6. Grafico tensión-tiempo lado recto de armadura pasiva L3 en modelo viga I122R.

La figura 3.7.7 muestra los gráficos de las deformaciones vs las cargas aplicadas de la armadura pasiva longitudinal L3 interior y exterior. Se aprecia que ambas armaduras continúan deformándose en valores aproximadamente iguales a medida que aumenta la carga.

Como la carga ha sido aplicada mediante ciclos se aprecia que la deformación tiene caídas en sus valores, correspondiendo al comportamiento esperado y al mismo tiempo, para una carga constante aplicada en un rango de 205kN y 210kN, mostrada en la figura 3.7.7 la armadura continúa deformándose muy poco de manera incremental, con un valor de la deformación de 450 μ m/m a 600 μ m/m. De este modo arroja otra perspectiva, mostrando que en algunos casos la armadura continua deformándose aunque muy poco para una tensión constante.

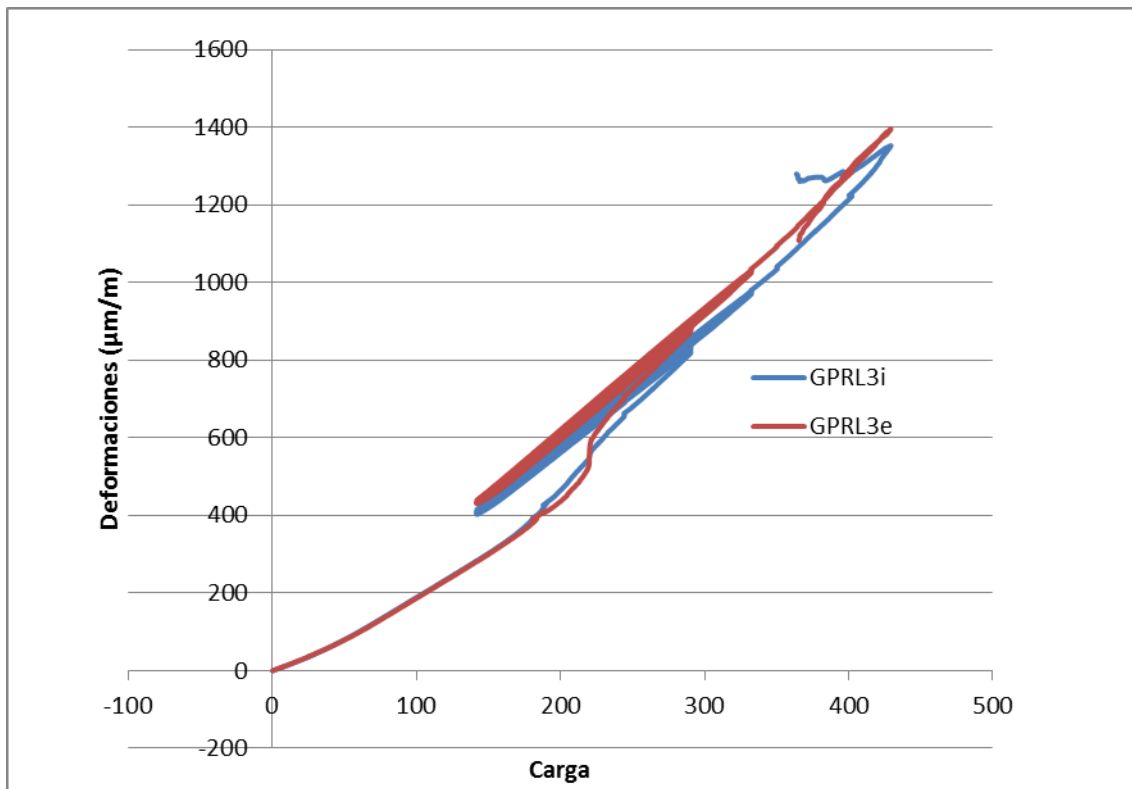


Figura 3.7.7. Grafico deformación-carga lado recto de armadura pasiva L3 en modelo viga I122R.

3.7.5 RESULTADOS TENSIONES DE LOS ESTRIBOS.

Antes de describir los resultados, es válido resaltar que el ensayo realizado para obtener las tensiones en los estribos fue realizado con aplicación de una carga puntual mediante un pistón y que los valores arrojados de esta prueba corresponden al lado izquierdo de la viga, la zona del tendón recto.

En la figura 3.7.8 se observa la gráfica de las tensiones generadas en los estribos para los estudios realizados a cortante. Lo primero a observar es la distorsión que presentan los resultados en función a las variaciones de la carga. Se ve como el estribo 3 y el estribo 2, descritos en la figura 3.6.1, presentan valores críticos y de plastificación de la armadura para diferentes tipos de cargas a lo largo de la distribución de todas sus galgas. En el mismo sentido, se aprecia que en los estribos 4 y 1 existe menos tensión de la armadura para las diferentes cargas.

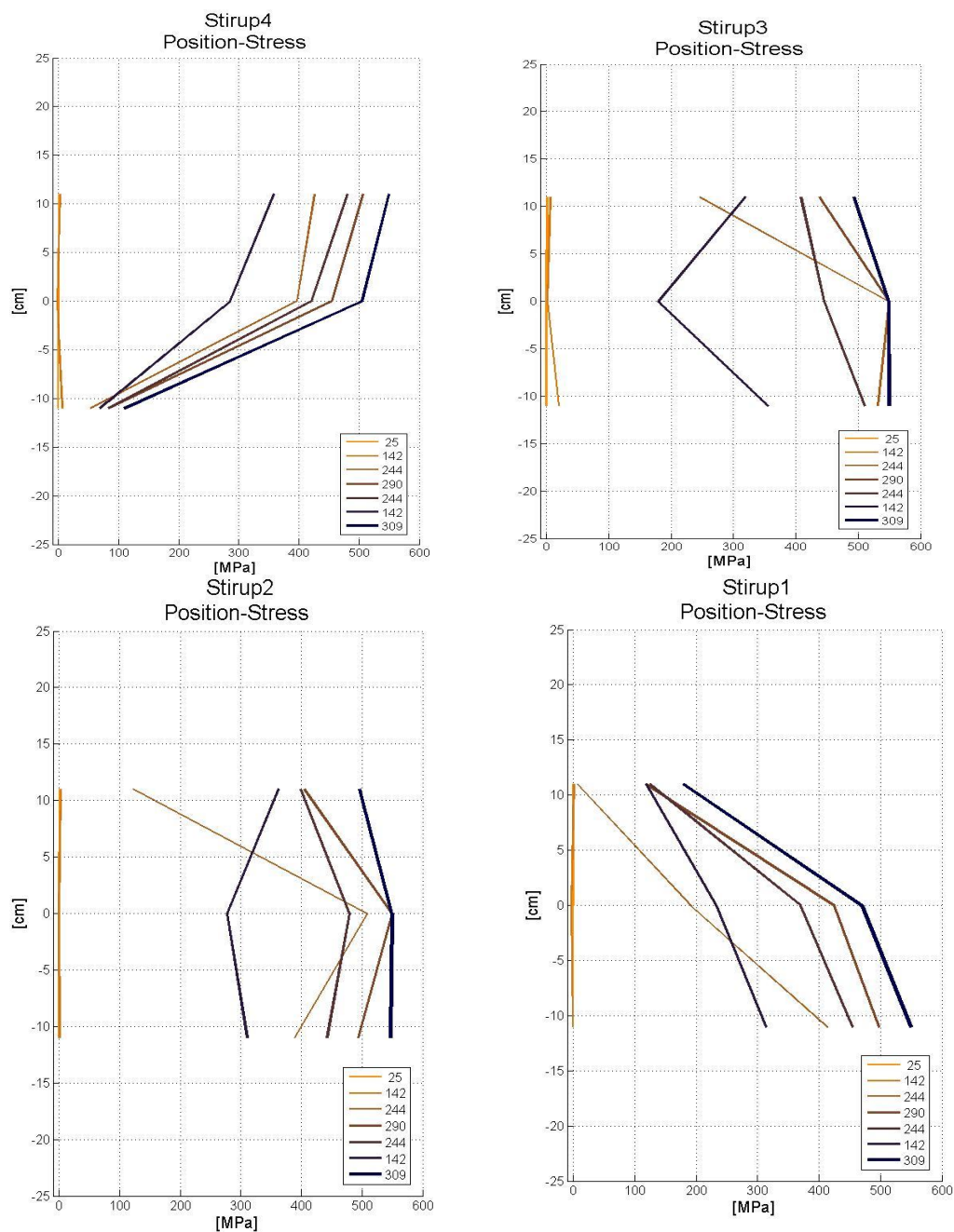


Figura 3.7.8. Gráfico de tensiones en estribos S1, S2, S3, S4 en tendón recto viga I122R.

Otro punto a analizar es la combinación de carga. En la figura 3.7.9 se muestran los valores de los ciclos cargas aplicados al modelo. La misma expone los diferentes valores de las de cargas según el tiempo, carga cuasipermanente 142kN, carga frecuente 244kN, carga característica 290kN y la carga de plastificación 334kN.

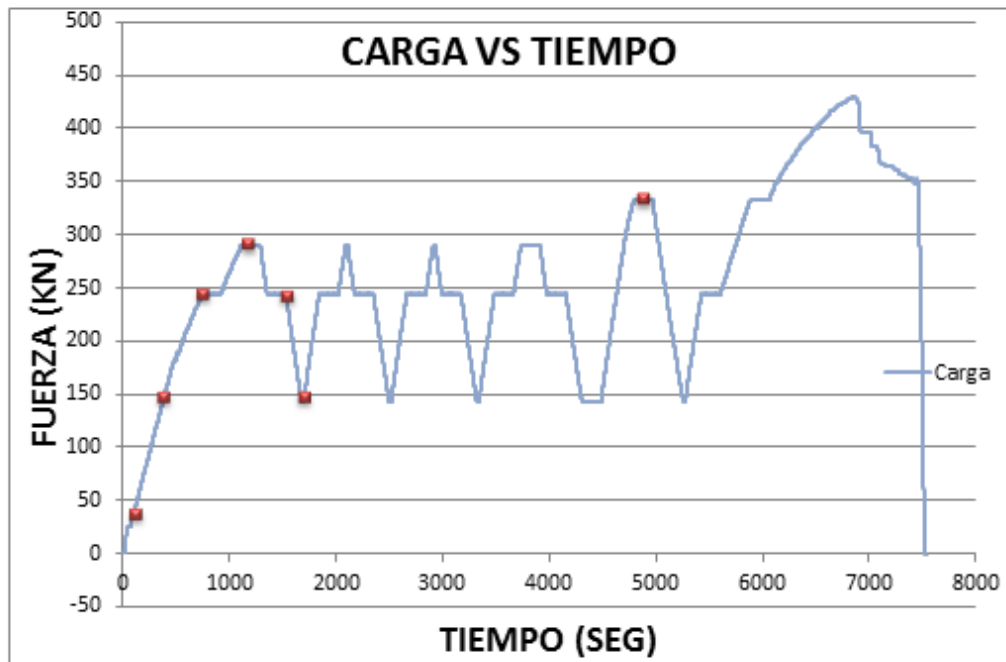


Figura 3.7.9 Grafico de fuerza-tiempo aplicada al modelo I122R.

Con este ciclo de carga se puede apreciar en la figura 3.7.8 el comportamiento de la tensión en cada estribo a medida que aumenta la carga. Se nota como cambia la tensión en el estribo cuatro con respecto al estribo uno bajo la carga de valor 309kN, las galgas b y c del estribo uno, muestran que esta armadura en esa zona no llega a plastificar, mientras que las galgas b y c del estribo cuatro bajo la misma carga aplicada muestran que la armadura ha plastificado.

Cabe destacar que en la zona inferior del canto de la viga, donde se ubica la galga a, el estribo uno arroja unos valores de tensión superiores a los 500MPa lo que indica que en esta zona la armadura ha alcanzado su límite elástico.

Este comportamiento en los estribos es debido a la orientación de las fisuras por cortante y las tensiones que se generan próximas al apoyo, lo que permite reproducir un mapa esquemático del comportamiento de la viga sometida a un ensayo a cortante.

Así mismo, la figura 3.7.10 muestra una fotografía de la viga en estado fisurado bajo el nivel de carga característico de 290kN, así como la ubicación de los estribos y la orientación de las fisuras por cortante. Se puede apreciar que las tensiones en los estribos son mayores e incluso que la armadura plastifica en las zonas más fisuradas.

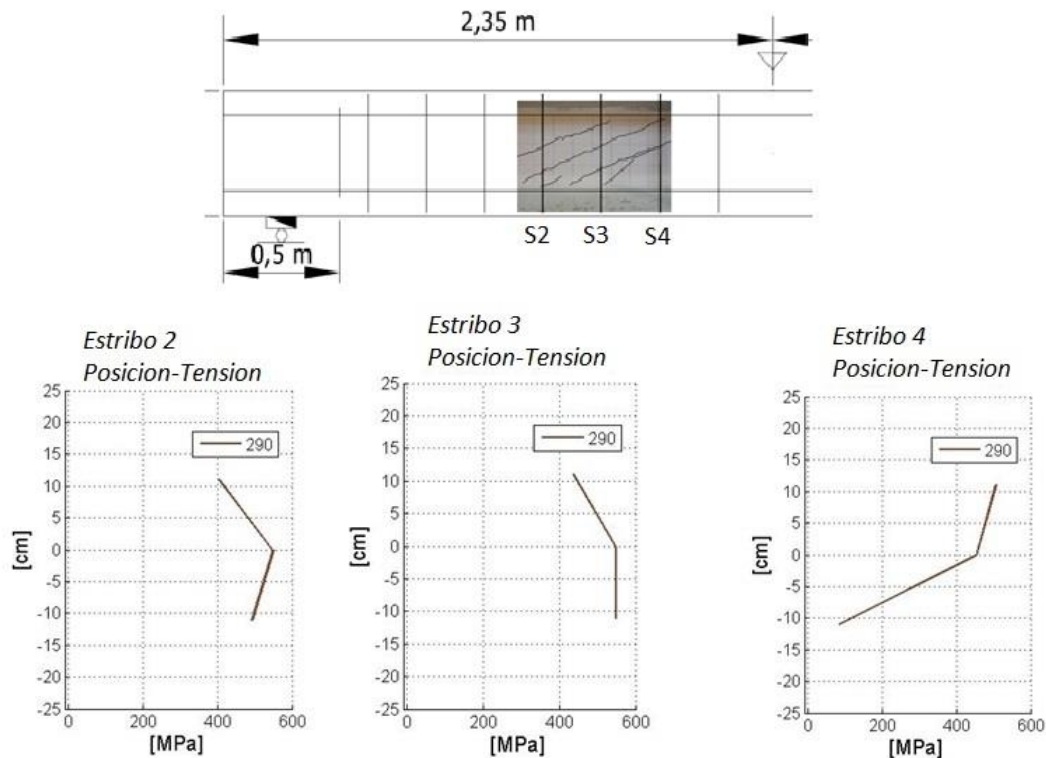


Figura 3.7.10. Valores de la tensión en los estribos S2, S3 y S4 bajo el nivel de carga característico de 290kN.

Las tensiones en los estribos mostradas en la figura 3.7.10 facilitan la ubicación de las fisuras, haciendo un patrón de las fisuras. En la figura 3.7.11 se muestra una vista acercada de las fisuras generadas en la viga para la carga característica de 290kN y la ubicación de los estribos, así como la ubicación de las galgas.

Con la figura 3.7.10 se aprecia que para el estribo S2, las galgas A y B están en la zona de mayor fisuración y por lo tanto el estribo está en mayor tensión, como se puede apreciar en la figura 3.7.11, donde la galga A tiene un valor de tensión de unos 475Mpa y la galga B ha plastificado.

Del mismo modo, el estribo S3 en las galgas A y B tiene las mayores tensiones, donde la armadura ha alcanzado su límite elástico de 550Mpa, mientras que la galga C no ha plastificado.

Finalmente, el estribo S4 en contraste con los estribos S2 y S3, presenta fisuras significativas en la zona superior de la sección de la viga como se aprecia en la figura 3.7.11 y los valores máximos de las tensiones en las galgas del estribo S4 corresponden a esta zona como se puede ver en la figura anterior 3.7.10, con un valor inferior a los 200Mpa para la galga A, 425Mpa para la galga B y un valor de 500Mpa para la galga C.

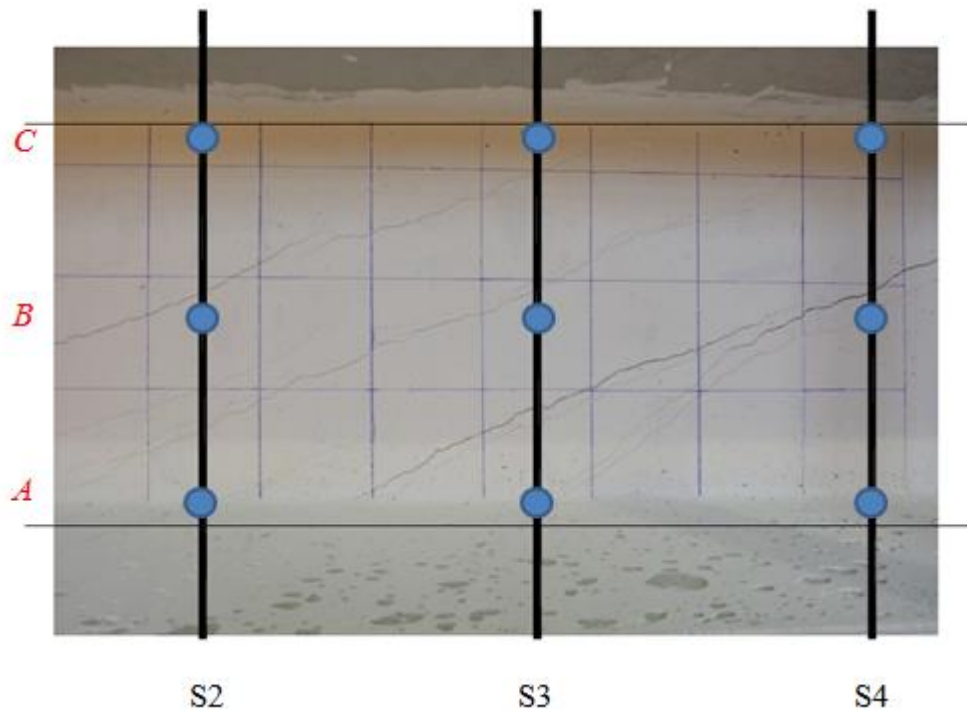


Figura 3.7.11. Ubicación de galgas y estribos bajo el nivel de carga característico de 290kN.

SIMULACION NUMERICA (MIDAS-FEA)

CAPITULO 4

4.1 INTRODUCCION.

Dentro del marco de cooperación de la empresa Simulsoft Ingenieros (distribuidora del programa MIDAS FEA en España) y la Escuela de Caminos de Barcelona, se utiliza el programa FEA, para la modelización numérica de las vigas parcialmente pretensadas.

En este capítulo se presentan detalles del modelo numérico utilizado para reproducir el modelo de la campaña experimental.

Se analizan diferentes aspectos típicos de la modelización no lineal como son: leyes constitutivas del hormigón, técnicas del tratamiento de la fisuración, así como métodos de soluciones del problema no lineal; por forma a captar correctamente la fisuración y rotura por cortante.

Al mismo tiempo, una vez validado y calibrado el modelo de análisis no lineal con los resultados experimentales, el mismo ha servido para realizar un estudio paramétrico para estudiar la influencia de ciertos parámetros de la modelización en la respuesta de la estructura tanto en servicio y en rotura.

El objetivo por tanto, es analizar las diversas capacidades del programa Midas Fea y estudiar la influencia de ciertos parámetros numéricos en la respuesta global de la estructura.

4.1.1. OBJETIVOS DEL CAPITULO.

Este capítulo tiene por objetivo los siguientes:

- Enfocar un problema de no-linealidad del material mediante un programa de elementos finitos comercial (MIDAS FEA).
- Analizar numéricamente la rotura a cortante de una de las vigas isostáticas de hormigón parcialmente pretensado ensayadas en el laboratorio LTE de la UPC.

4.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPITULO.

Este capítulo se divide en cuatro partes, la segunda proporciona una breve descripción de software empleado en esta tesina para modelar la viga ensayada en la campaña experimental en el laboratorio LTE de la UPC.

En el acápite siguiente se realiza la descripción del modelo numérico empleado, aspectos como tipo de elemento empleado y las ecuaciones constitutivas de los materiales. En el acápite 4.4 se exponen los tipos de cálculo iterativo que dispone MIDAS FEA y el empleado para el caso de estudio en este proyecto, por otro lado se plantean los criterios de convergencia utilizados.

4.2 BREVE DESCRIPCION DEL PROGRAMA MIDAS-FEA.

Midas finite element analysis (FEA) es un software de alta tecnología que define un nuevo paradigma para el análisis avanzado no lineal y análisis detallado para aplicaciones de ingeniería estructural. Esta especializado para un método de análisis refinado, que es requerido para los códigos de diseño de geometrías complejas. Las capacidades exclusivas de midas FEA permiten que se pueda modelar estructuras complejas de placas y elementos sólidos de manera eficiente en vez de simplificar un modelo usando elementos de una dimensión. Así que, con FEA se pueden realizar análisis para elementos en regiones particulares y obtener resultados altamente precisos y detallados para los proyectos que requieren análisis de métodos refinados.

Midas FEA es la combinación de un poderoso pre/post procesador y solver co-desarrollado por MIDAS IT y TNO DIANA, destacado por su seguridad y soluciones precisas, está fundado en la experiencia del modelado de geometrías, generación de malla automática, gráficos contemporáneos y tecnologías de análisis.

También midas FEA dispone un amplia gama de elementos y materiales. Ideal para complejas simulaciones y el diseño de detalles. Incluye materiales para la simulación de la fisuración y el agotamiento a compresión del hormigón, modelos de interfaces para simulación de la adherencia entre armaduras y hormigón.

Dentro de sus características más destacadas se encuentran: Análisis estático lineal donde existen múltiples casos y combinaciones de carga con control de salida (datos, nodo, elemento), análisis de construcción por etapas con definición de etapas, análisis modal, análisis de pandeo lineal, análisis transitorio/espectro de respuesta, análisis de calor por hidratación, análisis no lineal geométrico/material, análisis no lineal de interface, análisis de reforzamiento, análisis de agrietamiento del concreto, análisis de contacto y análisis de fatiga y así genera automáticamente un reporte de datos y graficas personalizables compatibles con MS-Excel/Word.

Midas FEA está definido como un software único, de fácil manejo, poderoso, práctico y muy confiable.

En el caso de esta tesina el programa FEA también ha sido aplicable entre otros problemas como:

Detalle general de análisis (linealidad y no-linealidad del material)

- Detalle general de análisis de elementos finitos (análisis lineal y no lineal estático de hormigón).
- Análisis de 2D teniendo en cuenta el acero y el hormigón simultáneamente.

Hormigon, interface y análisis no lineal del refuerzo.

- Grieta de iniciación y propagación en la estructura de hormigón.
- Modelado distribuido y análisis de hormigón.
- Análisis para el anclaje de tendón.

La figura 4.2.1 muestra los 6 aspectos que agrupa el programa FEA, iniciando con la etapa del preproceso (modelación de la geometría y generación de la malla de elementos finitos), siguiendo con la etapa del proceso (FEM solver) y finalizando con la etapa del postproceso (datos de salida y generación de reporte).

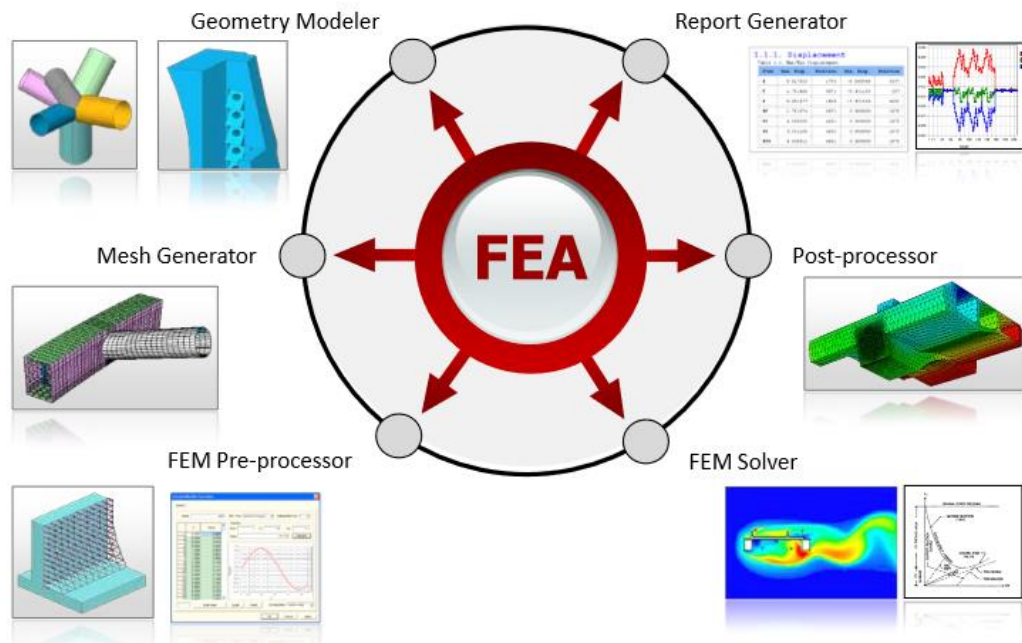


Figura 4.2.1. Configuración del programa comercial FEA.

4.3 DESCRIPCION DEL MODELO NUMERICO.

Como se explicó en el capítulo 2 actualmente existen modelos que describen el comportamiento a rotura de los materiales cuasi-frágiles, estos se han representado en dos familias:

- a) Los modelos que describen la fractura a través de la fisura discreta. Estos modelos van desde la mecánica de la fractura elástica lineal en el nivel más simple, a los modelos de fisura cohesiva.
- b) Los modelos basados en las formulaciones del continuo (es decir, formulada en términos de los tensores de tensión y deformación), dentro de este grupo se encuentran los modelos de gradientes, no locales, los modelos de banda o también denominados de fisura cohesiva difusa o fisura distribuida y modelos de singularidad fuerte.

Desde el enfoque de los métodos numéricos basados en el método de los elementos finitos los modelos que describen el comportamiento de los materiales cuasi-frágiles se pueden dividir en dos grupos: los procedimientos basados en la “fisura distribuida” y procedimientos basados en la “fisura discreta”.

En el caso de esta tesina se ha abarcado el estudio al modelo con fisura cohesiva distribuida así como los diferentes que tipos que existen.

4.3.1 TIPO DE ELEMENTO

Basándose en la teoría de elementos finitos, existen elementos de tensión plana triangulares y cuadriláteros con tres, cuatro, seis u ocho nodos. Los ensayos experimentales han sido simulados mediante un modelo en MIDAS-FEA, un modelo no lineal de elementos finitos cuadriláteros en 2D bajo el concepto de tensión plana, el cual se utiliza para membranas con espesores uniformes y se asume que no existen componentes de la tensión en la dirección fuera del plano y que las deformaciones fuera del plano pueden obtenerse sobre la base de los efectos de Poisson.

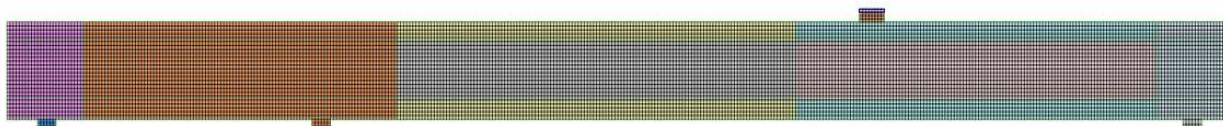


Figura 4.3.1. Modelo numérico de viga en 2D, programado con FEA.

En la figura 4.3.1 se muestra el modelo estudiado en 2D considerando un espesor variable de 500mm para la zona maciza y las alas y 120mm para el alma de la viga. Los elementos de tensión plana pueden tener una interpolación lineal o una interpolación cuadrática dependiendo del número de nodos. El triángulo de tres nodos y cuadrilátero de 4 nodos son elementos que se consideran lineales, donde el triángulo de tres nodos pueden dar malos resultados de las tensiones, mientras que los elementos cuadriláteros lineales suelen dar resultados exactos para el computo de los desplazamientos y las tensiones.

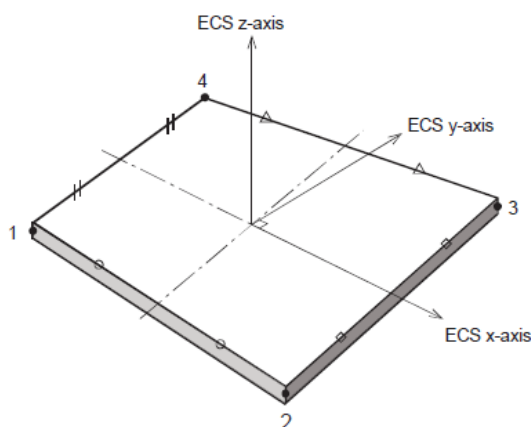


Figura 4.3.2. Sistema de coordenadas para elemento cuadrilátero de cuatro nodos en tensión plana.

En el caso de estudio el tipo de elemento finito considerado ha sido cuadrilátero de 4 nodos y el tamaño del elemento ha sido de $20 \times 20 \text{ mm}^2$ (figura 4.3.2). El modelo consta de 10,015 elementos tipo cuadrilátero de 4 nodos y con 10,544 nodos.

4.3.2 ECUACIONES CONSTITUTIVAS NO LINEALES DE LOS MATERIALES

Modelización material hormigón

El modelo del hormigón está basado en un modelo constitutivo de deformación total de grieta rotante (*total strain rotating crack model*), con un estudio inicial considerando los parámetros que se muestran en la tabla 4.1:

Tipo de modelo : <i>Total strain crack</i>	
Módulo de elasticidad (E)	29,000 Mpa
Coefficiente poisson (v)	0,2
Densidad	25 kN/m ³
Modelo de fisura	Rotante
Función de tensión	Hordijk
Resistencia tracción	4,15 Mpa
Energía de fractura (Gf)	0,08 N/mm (hormigón autocompactante)
Beta	0,2
Ancho de banda de fisura (H)	20 mm (tamaño del elemento)
Función de compresión	Thorenfeldt
Resistencia a compresión	54.52 Mpa

Tabla 4.1. Propiedades y parámetros del hormigón del modelo analizado.

El modelado de hormigón en compresión no es relevante para esta viga caracterizada por el fallo diagonal-tensión (cortante), por otro lado, el modelado del hormigón en tracción es fundamental por esta razón se ha prestado especial atención en el ancho de banda de fisura “H”. Una evaluación consistente del ancho de banda de fisura “H” depende de la dirección de la grieta y la forma del elemento.

Alternativamente se han introducido variaciones de los anchos de banda de fisura “h” en los modelos de elementos finitos por las variaciones de Gf . Con este objetivo la energía de fractura del hormigón en tensión se ha variado para hacer un estudio paramétrico mostrado en el apartado 4.4 y destacar la relevancia que tiene este parámetro en vigas con modo de falla por cortante.

En la tabla 4.1 se destacan los valores de “E”, la “resistencia a tracción” y “H”, estos parámetros han sido modificados en el ensayo realizado para analizar los valores de rigidez inicial del modelo.

Modelización material acero

Interfaz placas de acero y viga de hormigón.

Se han utilizado elementos en la interfaz entre las placas de acero y la viga de hormigón en los apoyos y posiciones de carga. El espesor de los elementos de la interfaz para el caso de los soportes es igual a 60 mm, considerándose una rigidez equivalente a las propiedades del acero asumiendo que es infinitamente elástico, por lo que las características mecánicas han sido $E_s = 200,000$ Mpa y $\nu = 0,3$ y en los puntos de aplicación de las cargas 80 mm considerando como material polímero de cloropreno (neopreno) y las características mecánicas han sido $E = 600$ Mpa y $\nu = 0,3$.

Armadura activa y pasiva

El esquema utilizado para la armadura activa y pasiva es el mencionado anteriormente en apartado 3.4 del capítulo 3. Se han modelado las armaduras con la distribución mostrada en la figura 4.3.3.

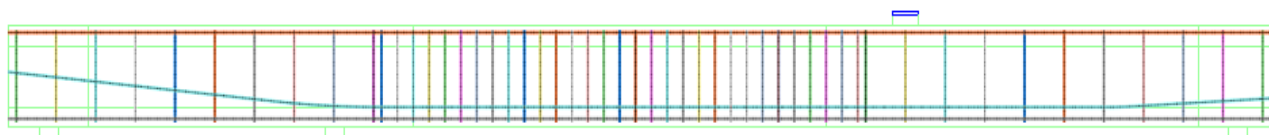


Figura 4.3.3. Detalles del esquema de la armadura pasiva y activa.

El modelo de las barras de armadura pasiva y activa se basa en el modelo constitutivo del tipo de Von Mises con unos parámetros de rendimiento inicial y características geométricas y mecánicas que se resumen en la Tabla 4.2.

Acero de Refuerzo		Acero de pretensado	
Módulo de elasticidad (Es)	200,000 Mpa	Módulo de elasticidad (Es)	190,000Mpa
Coefficiente poisson (v)	0,3	Coefficiente poisson (v)	0,3
Densidad	78,5kN/m ³	Densidad	78,5kN/m ³
Tipo modelo	Von mises	Tipo modelo	Von mises
Limite elástico (Fy)	550Mpa	Limite elástico (Fy)	1700 Mpa
As superior Ø10	500mm ²	As tendón	600mm ²
As inferior Ø25	4084mm ²	-	-
As estribos Ø6	56mm ²	-	-
As estribos Ø8	100,54mm ²	-	-

Tabla 4.2. Propiedades y parámetros de la armadura pasiva y activa del modelo analizado.

Condiciones de contorno

Por otro lado para establecer las condiciones de contorno de desplazamiento horizontal y vertical se ha impedido el desplazamiento vertical y horizontal en el apoyo del extremo derecho como muestra la figura 4.3.4 y en el resto de los apoyos se ha restringido solo el desplazamiento vertical, de este modo manteniendo la estructura en equilibrio isostático.

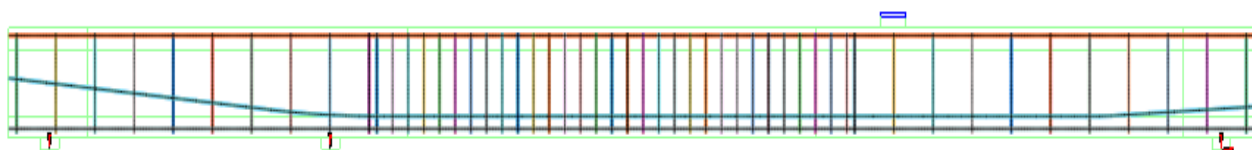


Figura 4.3.4. Detalles de las condiciones de contorno.

4.4 CALCULO ITERATIVO EN MIDAS-FEA

En el análisis de elementos finitos no lineal, la relación entre un vector de fuerza y el desplazamiento vector es ya no lineal. Por varias razones, por ejemplo en caso de no linealidad de material, la relación se convierte en no lineal, y los desplazamientos a menudo dependen de los desplazamientos en las primeras etapas, por ejemplo, en caso de comportamiento material plástico.

Al igual que con un análisis lineal, se desea calcular un vector de desplazamiento que equilibra las fuerzas internas y externas. En el caso lineal, el vector solución se puede calcular de inmediato, pero no en el caso no lineal. Para determinar el estado de equilibrio, no solo hacemos los problemas discretos en el espacio (con elementos finitos), sino también en tiempo (con incrementos). Para alcanzar el equilibrio al final de cada incremento, podemos utilizar un algoritmo de solución iterativa. La combinación de ambos se llama una solución incremental de un procedimiento iterativo.

Los métodos para realizar este procedimiento interactivo que están disponibles en MIDAS-FEA son el método de la rigidez inicial (*Initial Stiffness*), el método de Newton-Raphson, el método de Newton Raphson modificado y el método de longitud arco (*Arc-Length*).

Método de la rigidez inicial (*Initial Stiffness*)

El método de rigidez inicial utiliza la matriz de rigidez , calculado al principio de la etapa de análisis . Y sin importar el nivel de carga , la matriz de rigidez se mantiene sin cambios durante todo el proceso de análisis. Este método se utiliza para los análisis, que tienden a exhibir inestabilidad. Generalmente se encuentran soluciones estables, pero los incrementos relativamente pequeños dan lugar a una convergencia lenta.

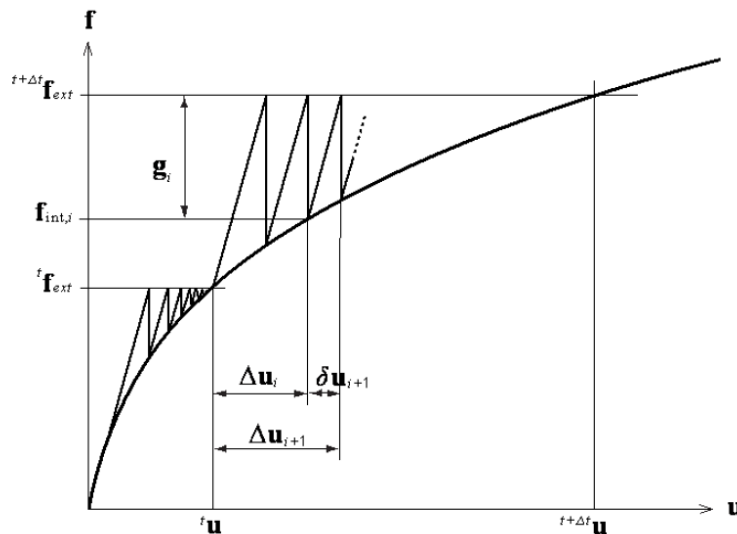


Figura 4.4.1. Iteración con el método rigidez inicial.

Método de Newton-Raphson

El método de Newton-Raphson Regular produce una característica de convergencia cuadrática, lo que significa que el método converge al final de la solución dentro de sólo unas pocas iteraciones (figura 4.4.2). Una desventaja del método es que la matriz de rigidez tiene que ser establecida en cada iteración y, si es un programa de solución directa que se utiliza para resolver el conjunto de ecuaciones lineales, el tiempo de descomposición de la matriz también tiene que ser realizada en cada iteración.

Por otra parte, la convergencia cuadrática sólo se garantiza si se utiliza una matriz de rigidez correcta y si la predicción ya está en la vecindad de la solución final. Si la predicción inicial está muy alejada de la solución final, el método falla fácilmente para converger. En resumen, el Newton-Regular Raphson normalmente necesita sólo unas pocas iteraciones, pero cada iteración es relativamente tiempo consumido.

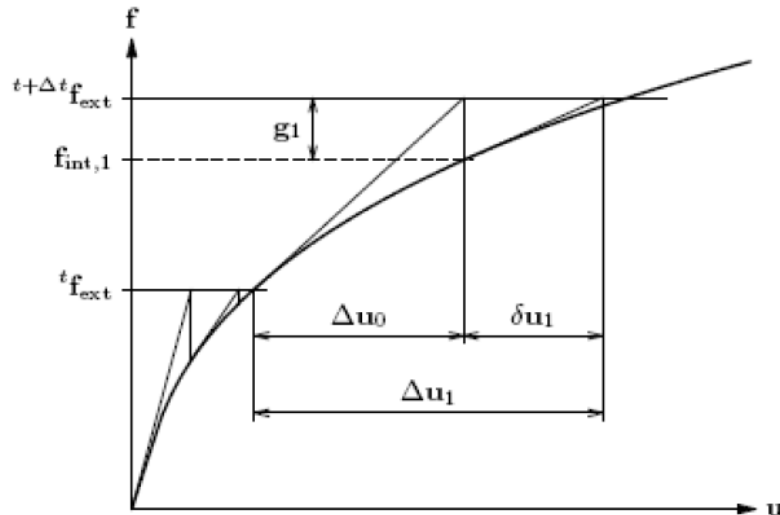


Figura 4.4.2. Iteración con el método Newton-Raphson.

Método de Newton-Raphson modificado

El método de Newton -Raphson modificado sólo evalúa la relación de rigidez al inicio del incremento (Figura 4.4.3). Esto significa que la predicción se basa siempre en un estado de equilibrio convergente. Por lo general, Newton-Raphson modificado converge más lentamente al equilibrio que Newton-Raphson. Sin embargo, para cada iteración solamente tiene que ser calculada la predicción de los desplazamientos incrementales iterativos y el vector de fuerza interna. En resumen, el método de Newton- Raphson modificado normalmente necesita más iteraciones, pero cada iteración es más rápida que el método Newton- Raphson.

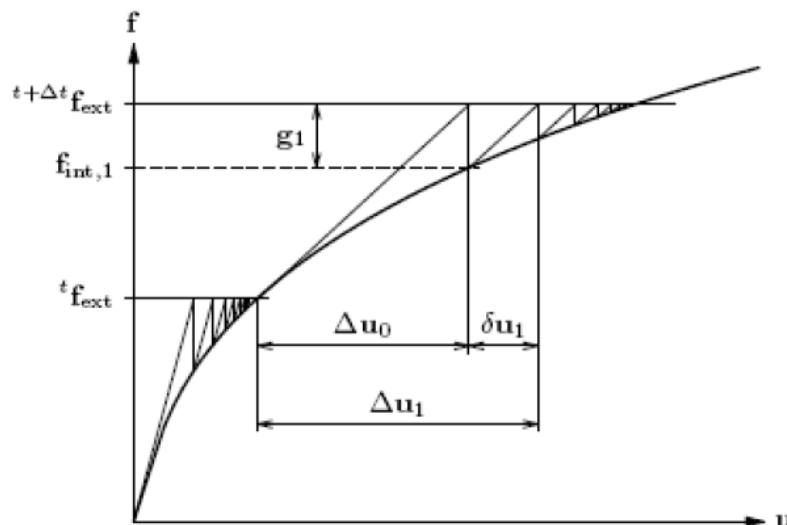


Figura 4.4.3. Iteración con el método Newton-Raphson modificado.

Método de longitud de arco (Arc-Length)

En un proceso de iteración ordinario, las predicciones para los incrementos de desplazamiento pueden llegar a ser muy largos. Este es el caso especialmente si la curva de carga-desplazamiento es casi horizontal. Si ese prescribe un fijo incremento de carga, esto da como resultado grandes predicciones para los desplazamientos. Este problema puede superarse con el uso de un método de longitud de arco.

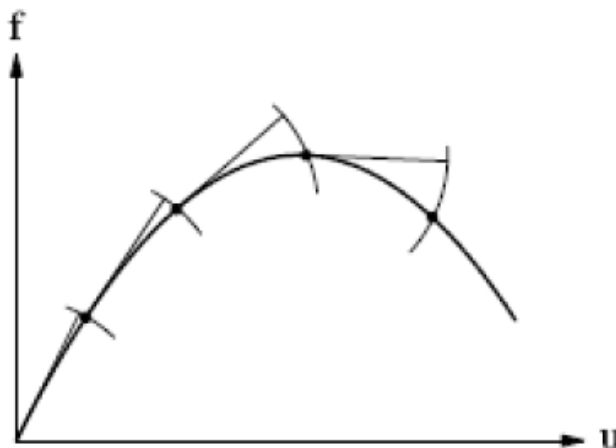


Figura 4.4.4. Iteración con el método longitud de arco.

El método de longitud de arco limita la norma de los desplazamientos incrementales a un valor prescrito. Esto se hace mediante la adaptación al mismo tiempo el tamaño del incremento. El tamaño es adaptado dentro del proceso de iteración y no se fija en el momento en que inicia el incremento (figura 4.4.4).

4.4.1. INCREMENTOS DE CARGA.

Análisis estructural por etapas

Para el caso del modelo en estudio se han realizado dos casos de carga aplicada como se ha mostrado en la figura 3.3.1 del capítulo anterior, el caso 1 donde la carga se aplica en la zona del extremo izquierdo de la viga donde el tendón de la armadura activa se ha dispuesto con un ángulo de inclinación y el segundo caso donde la carga se aplica en zona del extremo derecho de la viga donde el tendón de la armadura activa está dispuesto de manera recta.

Igualmente, como se muestra en la figura 4.4.5 el análisis de la viga se ha considerado por etapas constructivas, considerando como etapa inicial la carga del peso propio y la fuerza introducida del pretensado y una segunda etapa considerando el caso de la carga externa aplicada.

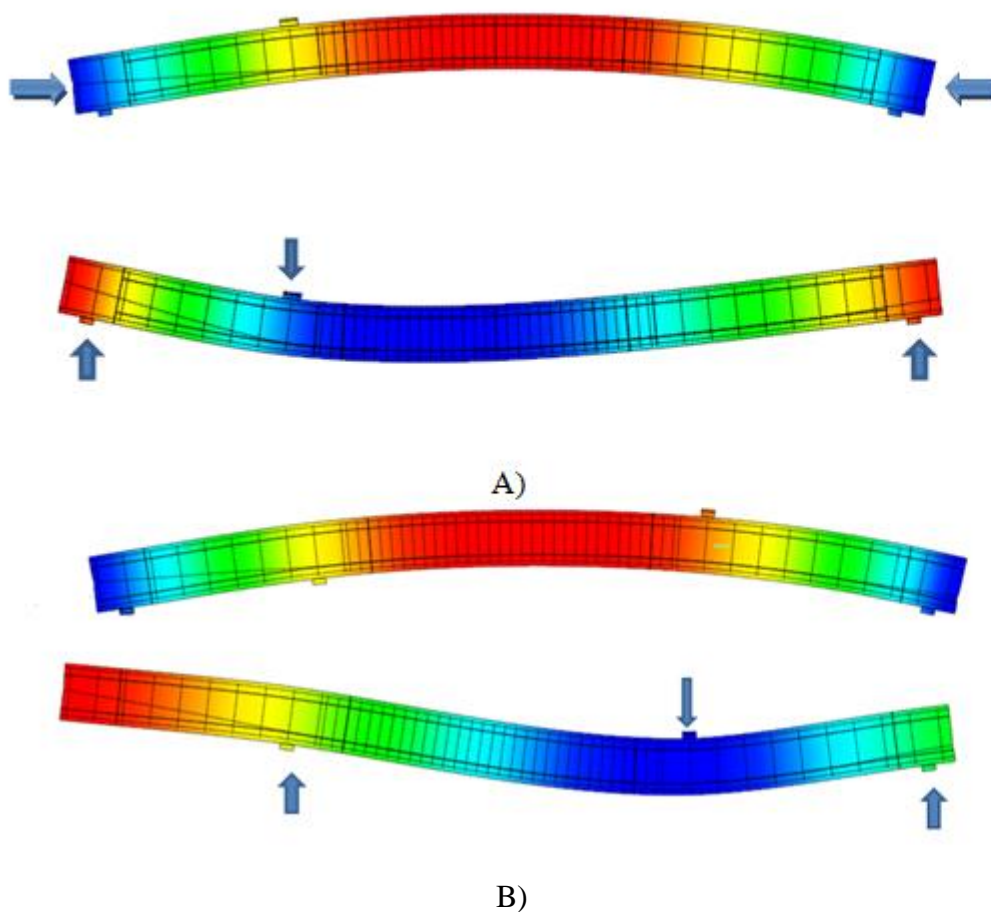


Figura 4.4.5. Etapas del análisis estructural. A) Ubicación de la carga y apoyos en el análisis de la zona tendón inclinado. B) Ubicación de la carga y apoyos en el análisis de la zona del tendón recto.

La figura 4.4.5 muestra un ejemplo de la configuración del ensayo para el caso de la aplicación de la carga en lado del tendón inclinado (A), aunque este criterio se ha considerado también para el caso de la carga en el lado del tendón recto (B). Se ha realizado este análisis intentando reproducir el comportamiento real de la estructura bajo las cargas actuantes del peso propio y la incidencia de la transferencia de la fuerza de pretensado así como las propiedades reológicas del hormigón.

Tanto el para el caso 1 y el caso 2 de aplicación de la carga se han considerado las dos etapas anteriormente descritas del análisis estructural.

Criterios de convergencia

En la primera etapa de la aplicación de estas cargas se utiliza el método de Newton-Raphson con un máximo de 30 iteraciones. Como criterio de convergencia, se seleccionó la norma energética (*energy norm*). El análisis continuo aunque la convergencia no este satisfecha. La tolerancia de convergencia considerada para el criterio de norma energética fue igual a 1×10^{-3} .

Así mismo, en la segunda etapa del análisis se han utilizado 70 pasos de incrementos de carga basados en el método de rigidez inicial (*Initial Stiffness*) con un máximo de 35

iteraciones. Por otro lado, se consideró que el análisis continuara , incluso si los criterios de convergencia no estuviesen satisfechos. Las tolerancias de convergencia han sido igual a 1×10^{-3} , 1×10^{-2} y 1×10^{-2} para la energía, la fuerza y el desplazamiento, respectivamente.

COMPARATIVA NUMERICO-EXPERIMENTAL

CAPITULO 5

5.1 INTRODUCCION.

Una vez establecidos los parámetros iniciales considerados para la modelización numérica de la viga en el capítulo 4, en este capítulo se procedió a analizar las variables que afectan directamente la rotura a cortante en la viga de hormigón parcialmente pretensado y validar el modelo de la manera más aproximada al modelo real ensayado y una vez establecida la comparación con el mismo, se procedió a realizar un estudio paramétrico de las variables más influyentes en el hormigón en estado fisurado.

En este capítulo se analizan dichos parámetros a través de determinar la influencia que tienen en el comportamiento de vigas isostáticas de hormigón parcialmente pretensado frente a cortante. De esta manera, una vez descrito el comportamiento del modelo numérico para distintos valores de estos parámetros, se procedió a establecer las conclusiones de dicho estudio.

5.1.1. OBJETIVOS DEL CAPITULO.

Este capítulo tiene por objetivo los siguientes:

- Estudiar diversas opciones de análisis no lineal y comparar los resultados numéricos con los experimentales en términos de desplazamientos, deformaciones y fisuración a lo largo de toda la respuesta estructural bajo carga creciente hasta rotura.
- Realizar un estudio paramétrico sobre los efectos de las variables más importantes en el comportamiento a cortante de las vigas isostáticas.

5.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPITULO.

Este capítulo se divide en tres apartados, el segundo proporciona los resultados obtenidos en el modelo numérico así como en el modelo experimental ensayado y establece la comparación y diferencias de ambos en términos de desplazamientos, resistencia a tracción del hormigón, fisuras y tensiones en la armadura transversal.

En el acápite siguiente se realiza el estudio paramétrico de las variables más influyentes del modelo validado en términos de la energía de fractura del hormigón en tracción, el tipo de modelo de fisura, el ancho de banda de fisura, etc.

5.2 COMPARACION NUMERICA Y EXPERIMENTAL DE LOS RESULTADOS.

Todas las vigas estudiadas fallaron a cortante, plastificando los cercos. La rotura final de la viga se produjo al romperse el cerco por alcanzarse su deformación plástica y plastificación de la cabeza comprimida de la viga.

Bajo la carga máxima, en la viga ensayada los cercos habían plastificado y la armadura longitudinal estaba en estado elástico. El modelo numérico MIDAS-FEA, al igual que el experimental ha predicho rotura por cortante en la viga por fallo de la armadura transversal y rotura a compresión del hormigón, la plastificación generalizada de los cercos y el estado elástico de la armadura longitudinal hasta rotura.

El programa de análisis no lineal por elementos finitos Midas-FEA no permite introducir el concepto del análisis de la visco-elasticidad del material con un modelo de total strain crack, por lo que inicialmente el análisis planteado en el modelo numérico no ha capturado correctamente este comportamiento, más bien se han cambiado manualmente algunos valores de la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad para intentar capturar de manera correcta la respuesta numérica con respecto a la experimental.

Por otra parte, se ha intentado reproducir numéricamente la metodología empleada para definir el comportamiento de la viga experimental una vez cargada y prefisurada y luego descargada, para luego llevarla a la rotura, pero en el análisis se determinaron problemas de convergencia.

Finalmente, todos los modelos numéricos mostrados se han realizado con los criterios de convergencia mostrados en el capítulo anterior en el apartado 4.4.1, mediante convergencia por carga con el método Newton-Raphson en la etapa inicial e *Initial Stiffness* en la segunda etapa del análisis. Para el resto de criterios el programa Midas-FEA determino errores de convergencia.

5.2.1. COMPARATIVA CARGA-DESPLAZAMIENTO CON FORMULACIONES ANALÍTICAS.

La carga ultima del ensayo experimental resulto ser de 427kN, en el caso del modelo numérico este se sometió a un análisis de convergencia por carga, con una carga ultima de 450kN. La figura 5.2.1 muestra el valor predicho de la carga última resistida por la viga según el criterio de las normas ACI, EC-2, EHE-08 y la formulación desarrollada por A. Mari [17] de la UPC.

Se observa que con la formulación de A. Mari se obtiene el valor más acertado al resultado experimental, quedando demostrado además que con las formulaciones existentes de las normativas las piezas están infra utilizadas y que las cargas que pueden soportar son superiores.

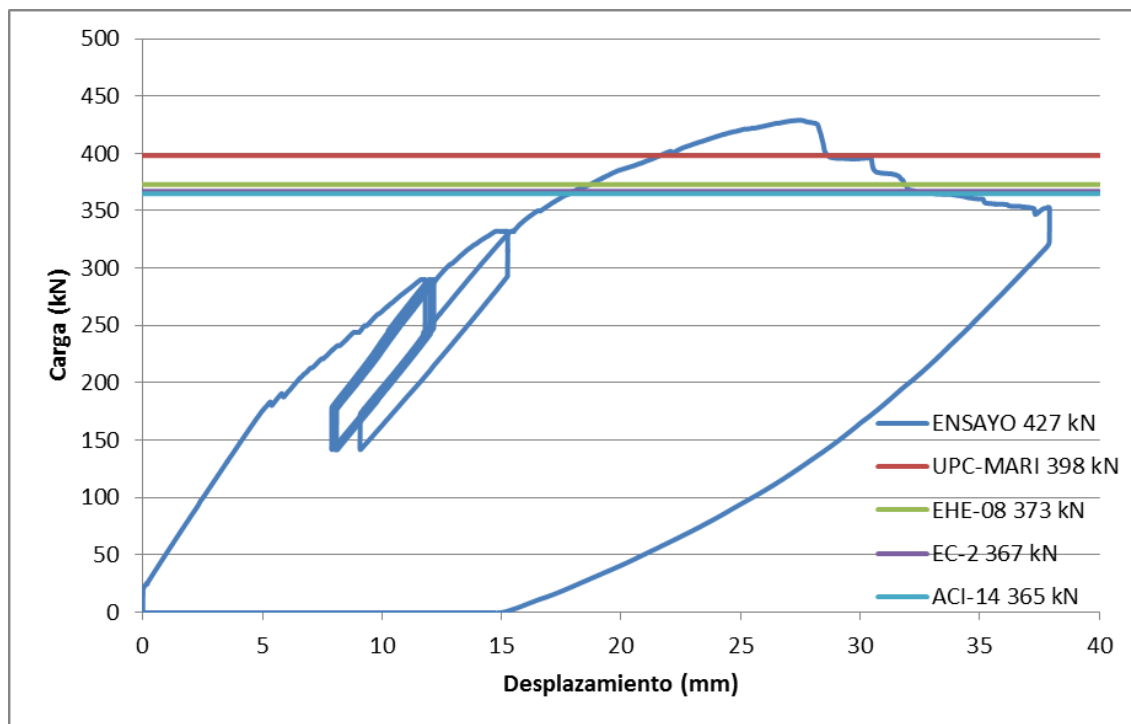


Figura 5.2.1. Valores predichos resistencia última por cortante de las normas vs ensayo experimental.

5.2.2. COMPARATIVA CARGA-DESPLAZAMIENTO EXPERIMENTAL-MIDAS FEA.

Como se muestra en la tabla 5.1 en el modelo de viga experimental se tomaron los valores de resistencia a tracción y compresión del hormigón a los 41 días y a los 255 días (día del ensayo) obteniendo resistencias a tracción entre 3.18Mpa y 4.74Mpa, resistencias a compresión de 36.07Mpa y 53.02Mpa y módulo de elasticidad de 23000Mpa y 29000Mpa respectivamente.

Concreto	Fc (Mpa)	Fct (Mpa)	E (N/mm2)
41 días	36.07	3.18	22.485
255 días (ensayo)	53.02	4.74	29.328

Tabla 5.1.1 Resistencia del hormigón empleado en el ensayo del modelo 122R.

En la figura 5.2.2 se presenta la curva carga-desplazamiento para el análisis del modelo numérico en el caso de carga 1 donde la armadura activa (tendón) está dispuesta con un ángulo de inclinación (descrito en capítulos 3 y 4) y la curva carga-desplazamiento del ensayo experimental. Los parámetros en la resistencia a tracción considerados fueron una energía de fractura constante de $G_f=0,08\text{N/mt}$ que corresponde al valor tomado del MC1990 considerando un diámetro de 8mm de un hormigón autocompactante, un factor de retención de $\beta=0,2$ y un ancho de banda $H=20\text{mm}$.

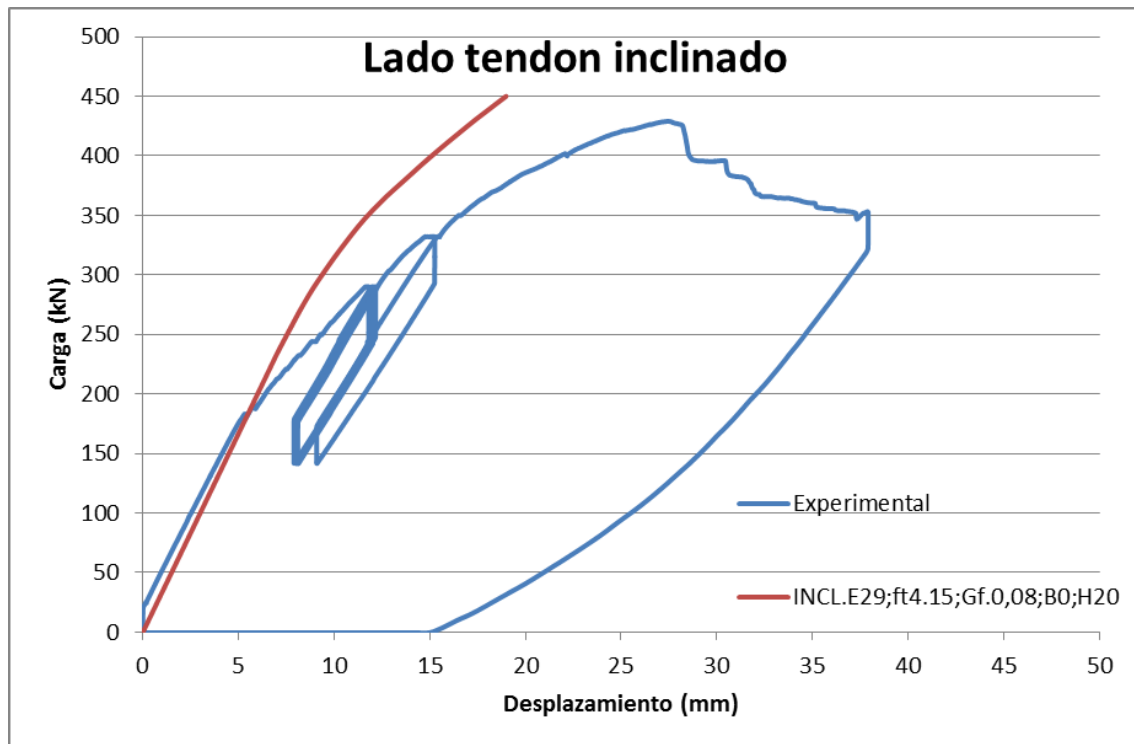


Figura 5.2.2. Comparación curva carga-desplazamiento de resultados experimentales vs numéricos con módulo de elasticidad de 29,000Mpa y $f_{ct}=4.15\text{Mpa}$, lado de tendón inclinado de la viga.

Se aprecia que el módulo de elasticidad del modelo numérico se acopla muy bien al comportamiento inicial del modelo experimental. Esto se debe a que el modelo captura bien el estado de la viga que aún no está prefisurada. Sin embargo el modelo numérico tiene un momento de fisuración mayor que en el ensayo experimental (figura 5.2.2).

En la Figura 5.2.3 se presentan las curvas carga-desplazamiento del ensayo experimental y el modelo numérico en el caso de carga 2, lado del tendón recto de la viga, señalándose la diferencia que existe en los módulos de elasticidad del material en el modelo numérico. En general, se observa que existe un mal enfoque en la curva correspondiente al módulo de elasticidad $E = 29,000\text{N/mm}^2$ del modelo con respecto al resultado experimental, donde se aprecia que el modelo tiene una rigidez inicial superior al ensayo experimental.

Este hecho se debe a que el modelo numérico no capturo de forma correcta la prefisuración (carga y descarga) de la viga experimental en el ensayo anterior, por lo que la respuesta del ensayo es menos rígida que la numérica y por eso se observa que para un módulo de elasticidad menor $E = 23000\text{N/mm}^2$ correspondiente al módulo de elasticidad del hormigón a los 41 días del ensayo experimental, el modelo numérico responde con una mejor rigidez inicial. Por otra parte queda claro que Midas FEA no considero correctamente el lado en estado fisurado de la viga del caso de carga 1, y por consecuencia el cambio de configuración de los apoyos así como la rigidez del elemento.

Este enfoque del modelo numérico se debe a que el programa Midas FEA no permite introducir la visco elasticidad del material, con un modelo de total strain crack.

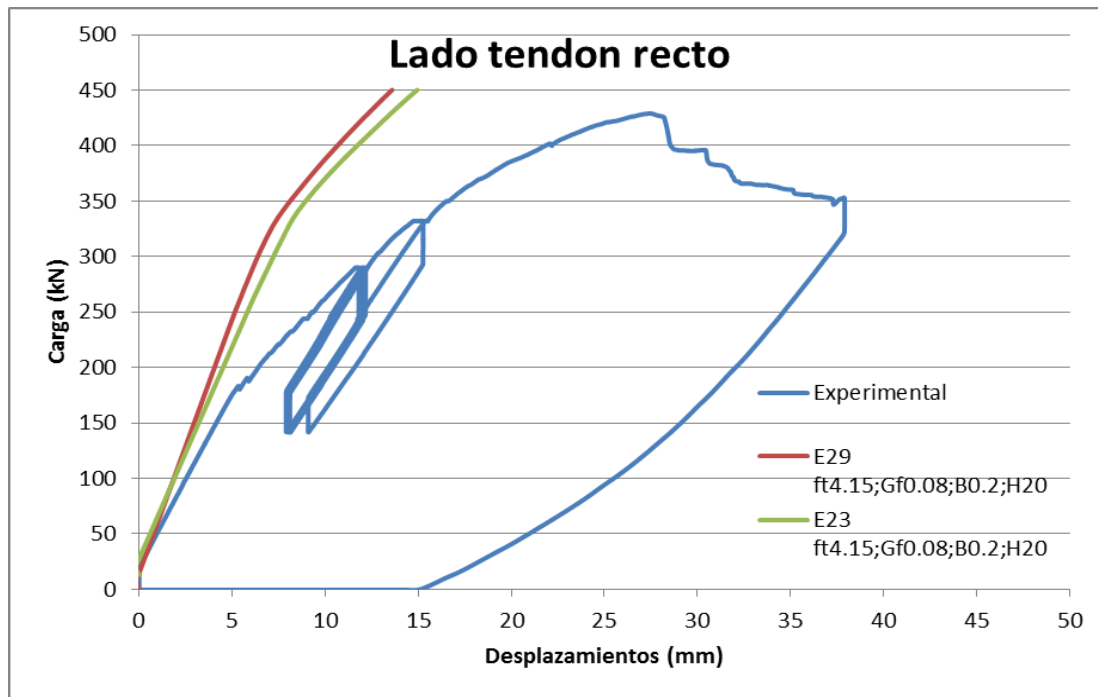


Figura 5.2.3. Comparación curva carga-desplazamiento de resultados experimentales vs numéricos con módulos de elasticidad diferentes ($G_f=0.08\text{N/mm}$ y $\beta=0.2$. lado tendón recto de la viga.

La figura 5.2.4 indica la curva de carga-desplazamiento para diferentes valores de la resistencia a tracción del hormigón (f_{ct}), se observa en la desviación de los valores que para una resistencia a tracción menor el modelo encaja mejor con los resultados experimentales y la curva se ajusta más al momento de fisuración del ensayo experimental, esto por el impacto que tiene el fallo por tensión-diagonal en vigas y el efecto directo que causa en la resistencia a tracción del hormigón en fase fisurada.

Para adoptar el efecto de la prefisuración de la viga en el modelo numérico se ha disminuido la resistencia a tracción del hormigón tomando diferentes valores, como se aprecia en la figura 5.2.4, la rigidez inicial y el momento de fisuración del modelo numérico toman un valor más acertado al del ensayo experimental al disminuir la resistencia a tracción con un valor de 1.15Mpa .

Para este valor, la curva del modelo numérico adopta un comportamiento aún más parecido al modelo del ensayo donde la viga se hace más dúctil y el modelo numérico queda validado para estos parámetros.

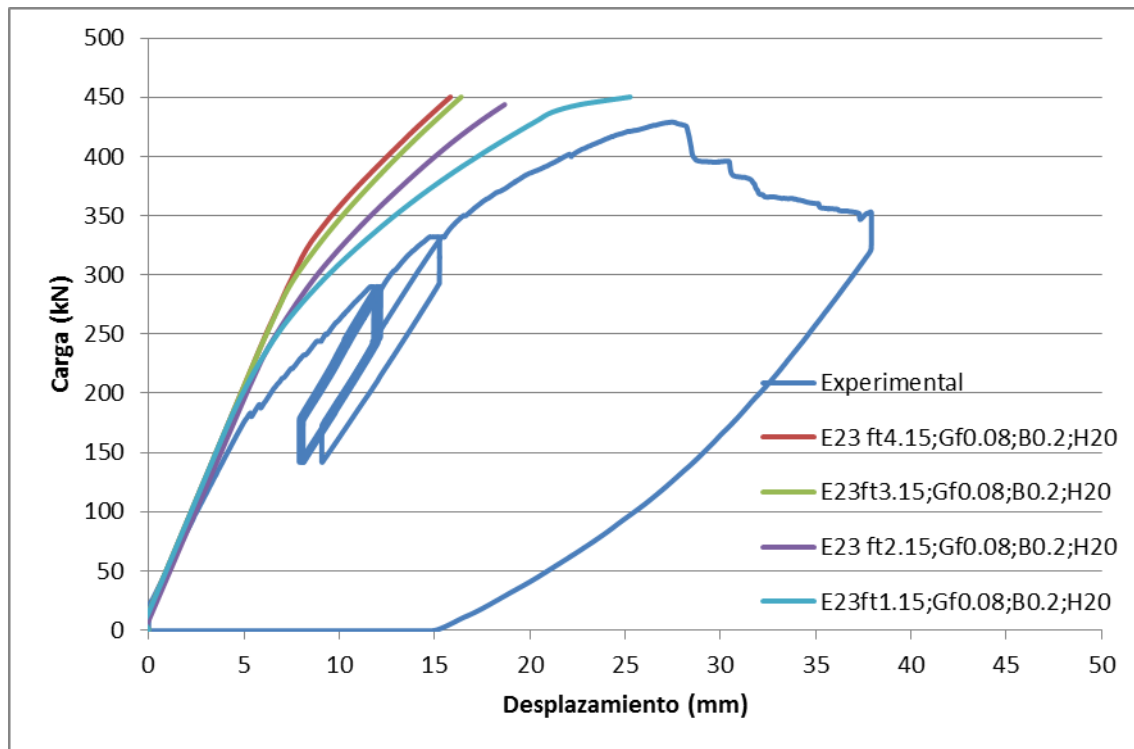


Figura 5.2.4. Variación de la resistencia de tracción del hormigón con $E = 23,000\text{N/mm}^2$ ($G_f=0.08\text{N/mm}$ y $\beta=0.2$). Lado recto.

En el apartado 5.3 se detalla un estudio paramétrico de como la variable f_{ct} (resistencia a tracción del hormigón) influye sobre la respuesta de la estructura. En efecto, como muestra la figura 5.2.4 se puede capturar mejor el daño por prefisuración del lado recto de la viga modificando el valor de f_{ct} .

5.2.2. COMPORTAMIENTO, TENSIONES EN LA ARMADURA TRANSVERSAL.

En las Figuras 5.2.5a y 5.2.5b se muestran las tensiones de la armadura transversal observadas experimentalmente y las predichas numéricamente. En estas figuras presentan la distribución de las tensiones en los estribos correspondientes al lado derecho de la viga en la zona del tendón recto en la sección crítica para varios niveles de carga y se compara con los valores numéricos. Se observa que el modelo es coherente con el desarrollo de tensiones en los estribos, captando bastante bien la plastificación de estos.

Por otra parte, se aprecia que el tipo de rotura reproducida por el modelo numérico es del tipo producida en el ensayo experimental en el cual, como ya se ha comentado la rotura se produce por cortante, donde primeramente la armadura transversal plastifica debido a las tensiones diagonales generadas por el esfuerzo exterior y la armadura longitudinal permanece en estado plástico y finalmente el modelo falla por aplastamiento en la cabeza de compresión del hormigón.

En la Figura 5.2.5b se observa la respuesta del modelo numérico sobre el comportamiento que tiene la armadura transversal a lo largo de un estribo para distintos valores de carga. Se aprecia que los cercos en el modelo numérico con los parámetros del análisis 4 de la tabla 5.1 presentan valores muy acertados para los estribos S1, S2,

S3 y S4 de la figura 5.2.5a para el nivel de carga característico de 290kN según los valores arrojados por las galgas y su ubicación correspondiente, mostrada en la figura 3.6.1 del capítulo 3.

Por ejemplo, tanto para el análisis numérico como el experimental considerando el nivel de carga característico de 290 kN, en el estribo S1 se alcanza el límite elástico de la armadura de 550 Mpa en la zona inferior de la viga, mientras que en la zona superior el valor no excede los 300 Mpa, así mismo la distribución de esfuerzos en el estribo S2 presenta un comportamiento más o menos similar en ambos análisis, pero en este caso las tensiones en la zona superior de la viga superan el valor de los esfuerzos del estribo S1, donde para el caso del análisis numérico se reproducen bien los mapas de fisura.

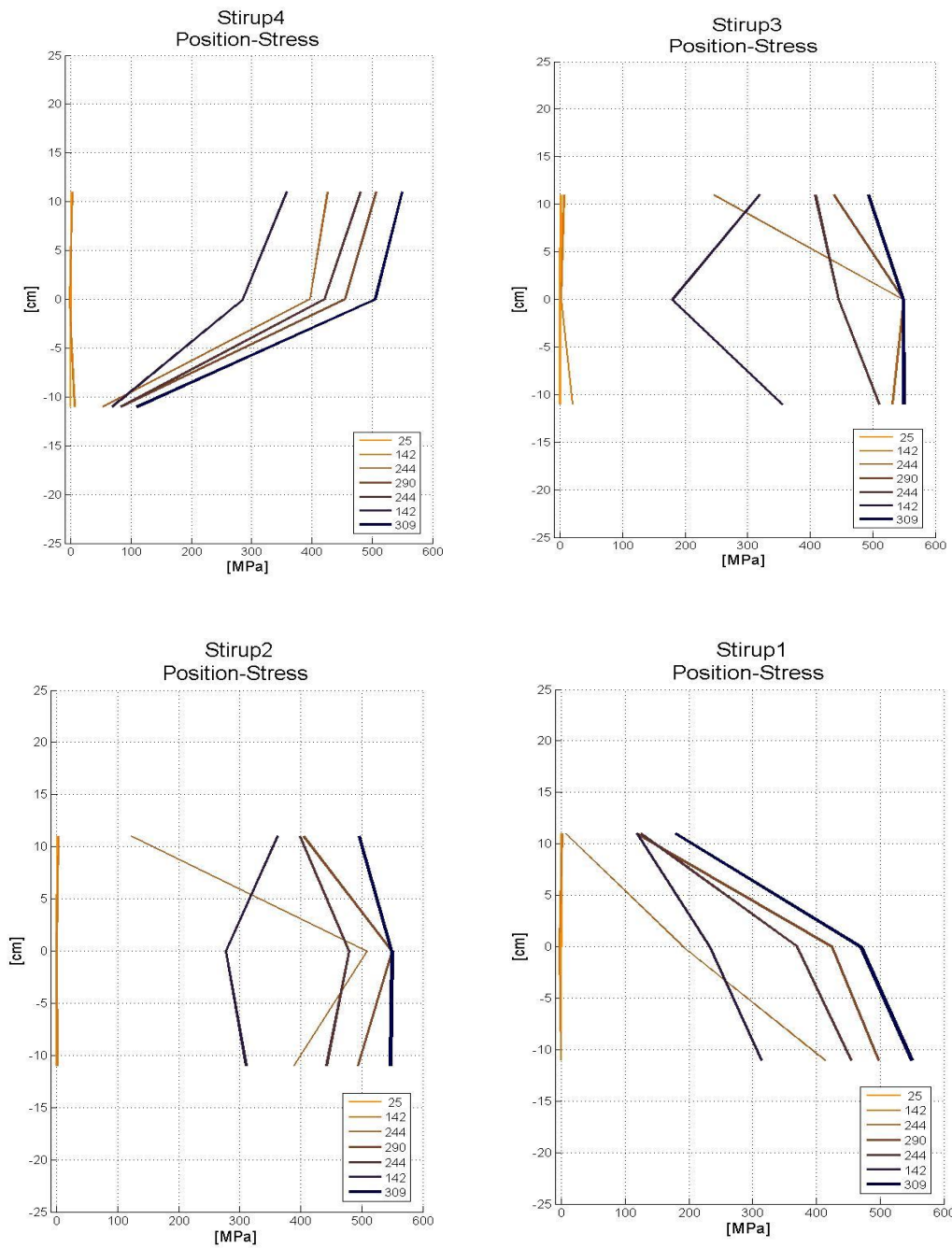


Figura 5.2.5a. Tensiones en la armadura transversal a lo largo de los estribos, ensayo experimental.

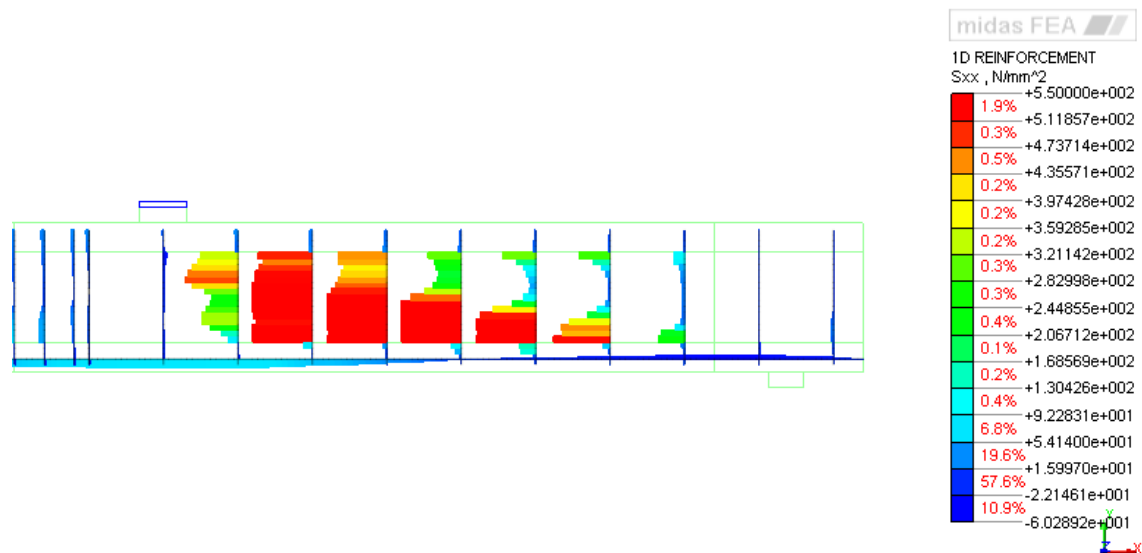


Figura 5.2.5b. Tensiones en la armadura transversal a lo largo de los estribos para carga característica 290kN, modelo numérico para $G_f=0.08\text{N/mm}$; $\beta=0.2$ y $H=20\text{mm}$.

Cabe mencionar que, como se muestra en la figura 5.2.5b, en la parte inferior el estado tensional de la armadura longitudinal permanece en régimen elástico, para lo cual el modelo numérico también respondió de manera consecuente al modelo experimental y a lo esperado de acuerdo al diseño de la viga, que se modeló para fallar por cortante.

5.2.3. SEPARACION MEDIA ENTRE FISURAS.

Finalmente, en las figuras 5.2.6 a y b se muestra el patrón y el ancho de fisuración bajo la carga característica - experimental y predicho por el modelo numérico. Para esta carga el orden de la magnitud del ancho de fisura para el modelo numérico utilizando los parámetros del hormigón en tracción planteados en la tabla 5.1 fue de 0.52mm tal como se muestra en la figura 5.2.6a. Este valor resultó menor al resultado experimental de la viga I122 con valores de 0.65mm y 0.78mm para la zona inferior y la zona superior respectivamente a lo largo del alma de la sección.

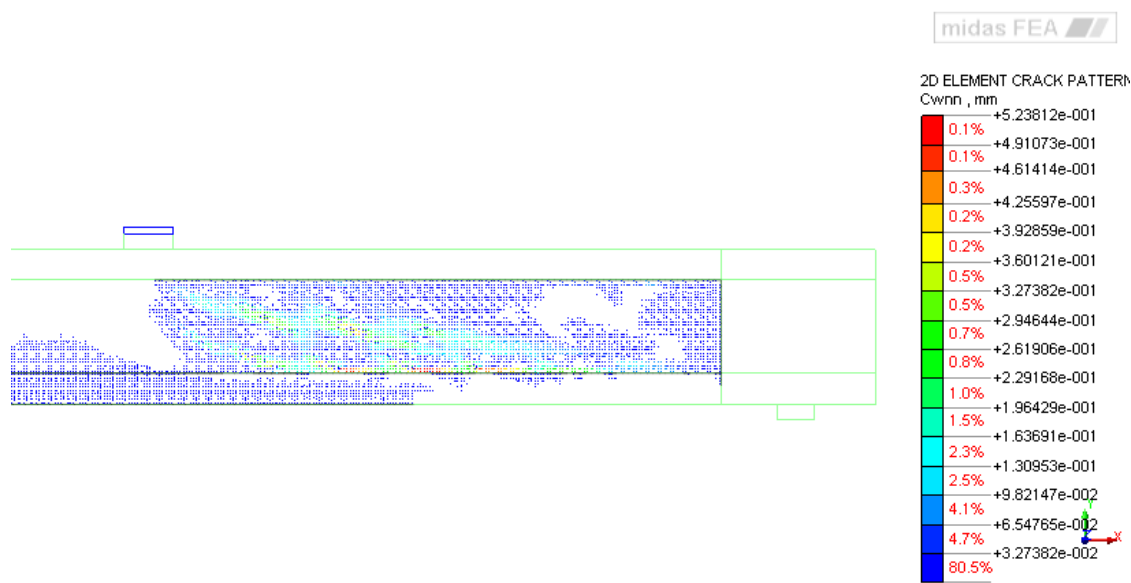


Figura 5.2.6a. Patrón de fisuración para la carga característica.

Según los datos arrojados se entiende que el modelo numérico presenta una rigidez mayor al modelo del ensayo experimental, por lo que este comportamiento de falla por cortante del modelo es consecuente con el comportamiento de la curva carga-desplazamiento mostrada en la figura 5.2.4, donde el modelo numérico presenta una curva con una pendiente más inclinada y por tanto mayor rigidez al del ensayo experimental.

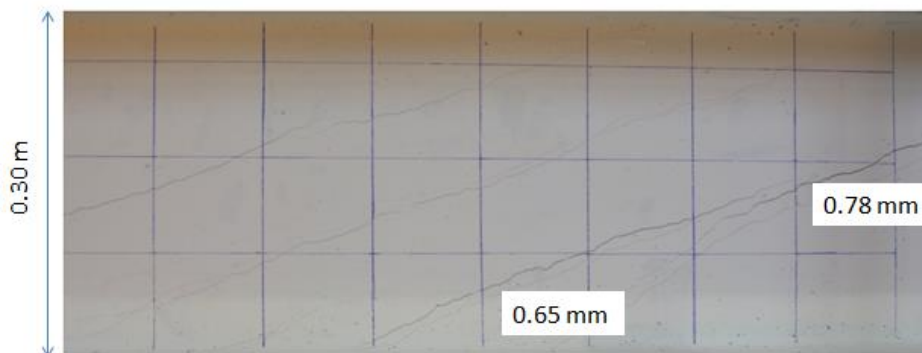


Figura 5.2.6b. Patrón de fisuración para la carga característica.

5.3 ESTUDIO PARAMETRICO.

La tabla 5.1 muestra los parámetros utilizados correspondientes a la resistencia a tracción del hormigón, los valores del análisis 4 corresponden a los parámetros con los que se validó el modelo numérico y la curva carga-desplazamiento mostrada en la figura 5.2.4 donde para una carga ultima de 450 kN y una resistencia a tracción de 1.15 Mpa el desplazamiento último fue de 25mm, un valor bastante aproximado al del modelo ensayado en el LTE de la UPC el cual presento para una carga ultima un valor de 427.3 kN un desplazamiento de 26.72mm.

Variación Fct, crack model: total strain crack rotate							
Análisis	Modulo Elasticidad (E)	Energía de fractura (Gf)	β	Crack band withd (H)	Fct	Carga ultima (Pu)	Desplazamiento (du)
1	23000Mpa	0.08N/mm	0.2	20mm	4,15Mpa	450kN	16mm
2	23000Mpa	0.08N/mm	0.2	20mm	3,15Mpa	450kN	16mm
3	23000Mpa	0.08N/mm	0.2	20mm	2,15Mpa	450kN	19mm
4	23000Mpa	0.08N/mm	0.2	20mm	1,15Mpa	450kN	25mm

Tabla 5.1. Parámetros representativos para el análisis de resistencia a tracción del hormigón.

El valor adoptado de la energía de fractura “Gf” corresponde al valor aproximado obtenido de la formulación propuesta en el código modelo de 1990 considerando un tamaño de árido de 8mm para un hormigón auto-compactante. El ancho de banda de fisura “H”, como es difícil de medir y para los fines prácticos que se acostumbra a adoptar, se ha asumido igual al ancho del elemento finito considerado. Para el caso del parámetro β , este está relacionado con la disipación y la regularización del ablandamiento con el parámetro del material (Gf), un factor que define la degradación del hormigón a tracción.

Con el objetivo de estudiar el comportamiento a cortante de vigas de hormigón parcialmente pretensado, una vez validado el modelo numérico de MIDAS-FEA con el ensayo experimental realizado en el laboratorio de tecnología de estructuras (LTE) de la UPC, se realizó un estudio paramétrico sobre los efectos de las variables más importantes en el comportamiento a cortante de las vigas isostáticas en servicio y en rotura, el ancho de fisura, modelos de fisuración, la energía de fractura del hormigón en tensión, el ancho de banda de fisura, etc.

En las figuras 3.3.1 y 3.3.2 se presentan la geometría y configuración de los ensayos. Las vigas son de sección en doble T, de 8 m de longitud y 0.5 m de altura. Como se ha mostrado la viga fue ensayada a cortante dos veces, el primer ensayo en la zona de tendón inclinado y un segundo ensayo a cortante en la zona del tendón recto. Para lo cual en el estudio planteado a continuación se ha considerado el estudio paramétrico centrándose en el análisis del segundo ensayo en la zona derecha de la viga donde el tendón está dispuesto de manera recta.

5.3.1 ESTUDIO PARAMETRICO DE MODELO DE FISURA

Se ha llevado a cabo un estudio paramétrico variando el modelo de fisura y algunos parámetros del material, tales como el ancho de banda de fisura, la energía de fractura del hormigón en tensión, la reducción de la resistencia a la compresión del hormigón debido a la fisura lateral, etc.

Como se esperaba, una vez que la viga falla debido a la tensión diagonal generada por cortante, la reducción de la resistencia a la compresión del hormigón debido al agrietamiento lateral y el coeficiente de Poisson no influyen de manera significativa en los resultados del análisis no lineal de elementos finitos tanto en términos de valor del pico de la carga aplicada y en modo de fallo, mientras que los resultados del análisis no lineal de elementos finitos dependen considerablemente de la resistencia a tracción del hormigón y el valor de la energía de fractura del hormigón en tensión.

En la tabla 5.2 se enumeran los parámetros de los materiales introducidos en el análisis no lineal de elementos finitos realizados para el estudio paramétrico. Todos los análisis se han llevado a cabo mediante la adopción de un valor no reducido de la energía de fractura del hormigón en tensión igual a 0.08N/mm. Los análisis (tabla 5.2) se refieren a ocho análisis llevados a cabo mediante la variación de los parámetros de los materiales antes mencionados. Todos los análisis se han realizado teniendo en cuenta los valores medios medidos de resistencias de los materiales.

Para este caso se verifico la influencia del tipo de fisura a tracción, variando la resistencia a tracción tanto en el modelo rotante como en el modelo de fisura fija. No se ha utilizado ningún valor límite de la reducción de la resistencia a la compresión del hormigón debido al agrietamiento lateral. Como se ha descrito en el capítulo 4 los modelos constitutivos utilizados en el hormigón fueron una ley Thorenfeldt en compresión y una ley Hordijk en tracción.

Modelo fisura rotante (Rotate)					
Análisis	Fct	Energía de fractura (Gf)	β	Carga ultima (Pu)	Despl (du)
Fct4.Gf1.E23	4,15Mpa	0.08N/mm	0.2	450kN	16mm
Fct3.Gf1.E23	3,15Mpa	0.08N/mm	0.2	450kN	16mm
Fct2.Gf1.E23	2,15Mpa	0.08N/mm	0.2	450kN	19mm
Fct1.Gf1.E23	1,15Mpa	0.08N/mm	0.2	450kN	25mm
Modelo fisura fija (Fixed)					
Fct4.Gf1.E23	4,15Mpa	0.08N/mm	0.2	450kN	15mm
Fct3.Gf1.E23	3,15Mpa	0.08N/mm	0.2	450kN	16mm
Fct2.Gf1.E23	2,15Mpa	0.08N/mm	0.2	450kN	18mm
Fct1.Gf1.E23	1,15Mpa	0.08N/mm	0.2	450kN	31mm

Tabla 5.2. Datos usados para el estudio paramétrico de modelo de fisura.

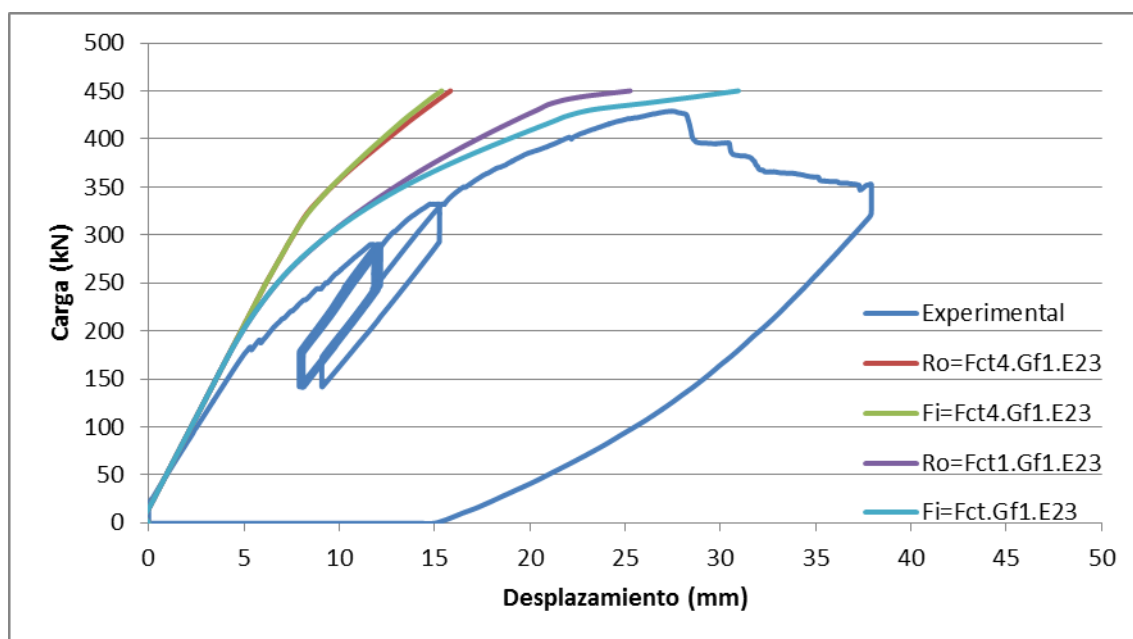


Figura 5.3.1 curva carga-desplazamiento para modelo de fisura rotante vs modelo de fisura fija ($G_f=0.08\text{N/mm}$ y $\beta=0.2$).

En el gráfico de la figura 5.3.1 se observa que la curva correspondiente al modelo con fisura fija para valores de resistencia a tracción del hormigón de 4.15 Mpa resulto ser menos pronunciada con respecto a la curva con el modelo de fisura rotante. Mientras que para valores de resistencia a tracción del hormigón inferiores (1.15Mpa) y valores de carga elevados la pendiente de la curva resulto ser más pronunciada al modelo de fisura rotante.

Este comportamiento se puede atribuir a lo que se ha explicado en el apartado 2.4.3 del capítulo 2, donde para valores donde el hormigón se encuentra fisurado, en el caso de la fisuración fija no sigue el cambio de dirección de las tensiones principales en el ancho de la viga, por lo que la energía de fractura liberada se concentra en una dirección.

5.3.2 ESTUDIO PARAMETRICO DE ANCHO DE BANDA DE FISURA

Esta sección informa sobre la sensibilidad de los resultados de los análisis en “H”, o en realidad G_f/H (figura 5.3.2), y en los controles posteriores al análisis sobre la exactitud de las estimaciones a priori para “H”. La tabla 5.3 ofrece una visión general de los parámetros adoptados para el análisis no lineal de elementos finitos. Todos los análisis se han llevado a cabo mediante la adopción de un valor constante de la energía de fractura del hormigón en tensión igual a 0.08 N/mm y considerando los modelos de fisura distribuida rotante.

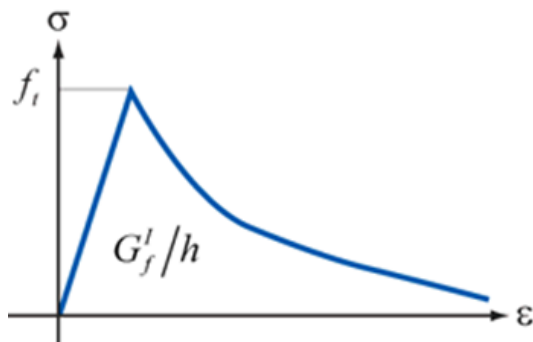


Figura 5.3.2. Diagrama de ablandamiento Hordijk, resistencia f_t .

Modelo de compresión	Thorenfeldt
Control	Control de carga con rigidez inicial
Núm. Máximo de iteraciones	35
Criterio de convergencia	Energía, desplazamiento, fuerza
Tolerancia	0,001: 0,01: 0,01

Tabla 5.3. Parámetros adoptados para el caso de estudio.

La tabla 5.4 muestra las estimaciones hechas para el ancho de banda de fisura en el caso de este estudio. Por razones prácticas las variaciones de los anchos de banda de fisura han sido introducidas en los modelos de elementos finitos por las variaciones de G_f y H .

ESTUDIO H =20MM VS GF							
Análisis	E	Energía de fractura (G)	β	Crack band withd (H)	Fct	Carga ultima (Pu)	Despl. (d)
Fct1.Gf1.E23.H	23000Mpa	0,08N/mm	0,2	20mm	1,15Mpa	450kN	25mm
Fct1.Gf1.E23.2.5H	23000Mpa	0,08N/mm	0,2	50mm	1,15Mpa	450kN	37mm
Fct1.Gf1.E23.5H	23000Mpa	0,08N/mm	0,2	100mm	1,15Mpa	450kN	46mm
Fct1.Gf2.E23.H	23000Mpa	0,2N/mm	0,2	20mm	1,15Mpa	450kN	21mm
Fct1.Gf2.E23.2.5H	23000Mpa	0,2N/mm	0,2	50mm	1,15Mpa	450kN	25mm
Fct1.Gf2.E23.5H	23000Mpa	0,2N/mm	0,2	100mm	1,15Mpa	450kN	33mm
Fct1.Gf3.E23.H	23000Mpa	0,25N/mm	0,2	20mm	1,15Mpa	450kN	21mm
Fct1.Gf3.E23.2.5H	23000Mpa	0,25N/mm	0,2	50mm	1,15Mpa	450kN	24mm
Fct1.Gf3.E23.5H	23000Mpa	0,25N/mm	0,2	100mm	1,15Mpa	450kN	30mm
Fct1.Gf4.E23.H	23000Mpa	0,3N/mm	0,2	20mm	1,15Mpa	450kN	20mm
Fct1.Gf4.E23.2.5H	23000Mpa	0,3N/mm	0,2	50mm	1,15Mpa	450kN	24mm
Fct1.Gf4.E23.5H	23000Mpa	0,3N/mm	0,2	100mm	1,15Mpa	450kN	27mm

Tabla 5.4. Parámetros adoptados para el caso de estudio.

Los tres valores máximos obtenidos a partir de las curvas de carga-desplazamiento en la figura 5.3.3 son claramente diferentes. Los tres valores de pico muestran una tendencia comprensible, el desplazamiento máximo del análisis Fct1.Gf1.E23.H es menor que el desplazamiento de H=50mm que corresponde al segundo análisis de la tabla 5.4, y este último tiene un desplazamiento menor que el análisis Fct1.Gf1.E23.5H que corresponde al análisis 3. Las diferencias en el comportamiento post-pico son más difíciles de explicar, pero podrían estar relacionadas con el procedimiento de control y el comportamiento de convergencia.

Se puede establecer que las relaciones de tensión-deformación son diferentes para cada ancho de banda de fisura porque el área debajo de la curva tensión-deformación es igual a la energía de fractura del hormigón en tensión, dividido por los valores de ancho de banda de fisura respectivos. Por la misma razón también los últimos valores de deformación de fisura son diferentes para cada ancho de banda de fisura.

La figura 5.3.3 muestra que, a medida que se aumenta el ancho de banda de fisura para una misma carga ultima, la viga tiene más capacidad de deformarse por lo que este comportamiento hace que el material sea más dúctil, esto porque la distribución de

fisuras están en un ancho de banda mayor, provocando que el daño por fisuración se reparta sobre más elementos.

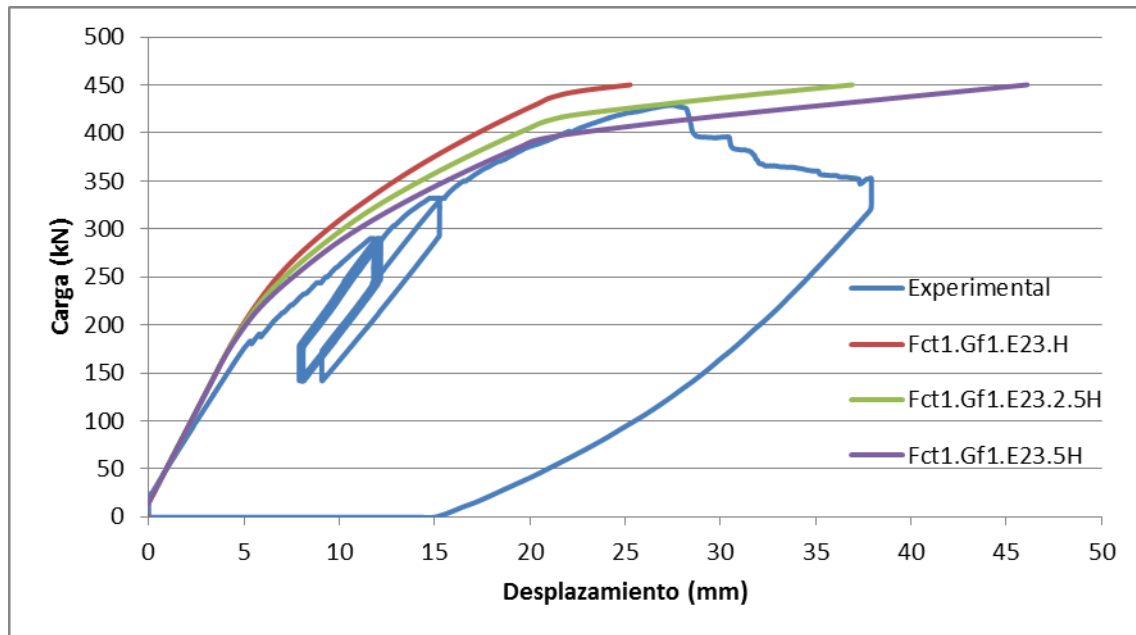


Figura 5.3.3 Curvas carga-desplazamiento obtenida con diferentes valores de ancho de banda de fisura (H) y energía de fractura de 0.08N/mm .

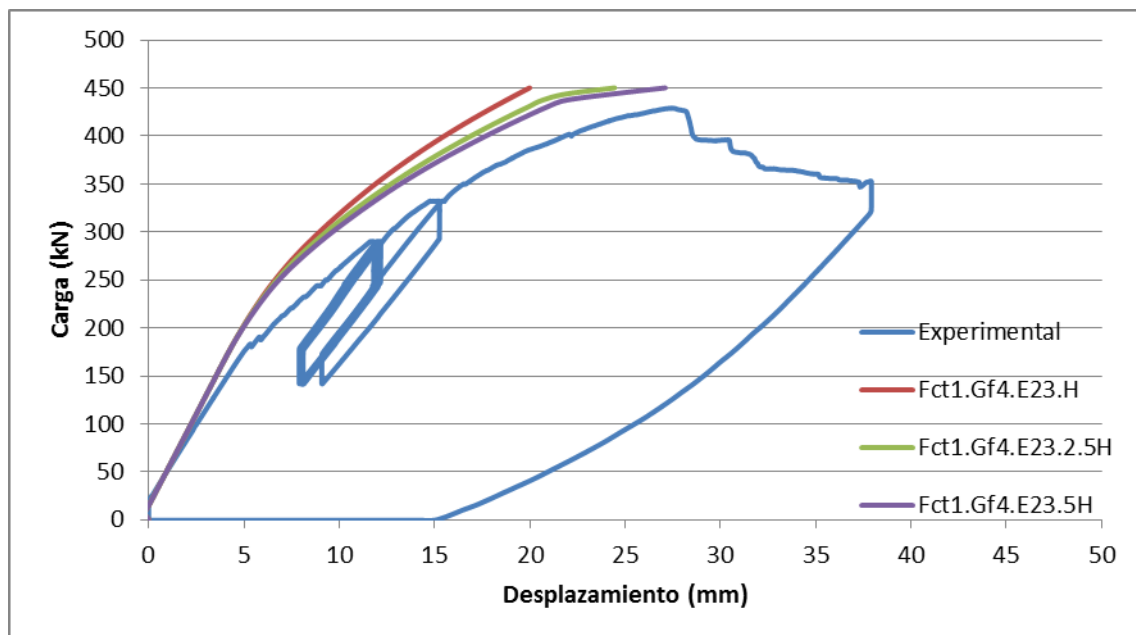
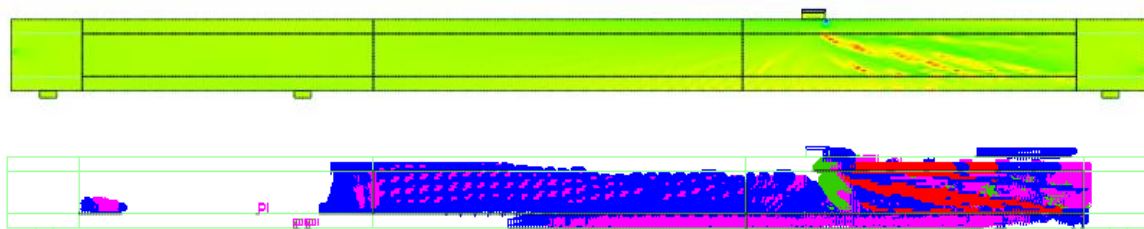


Figura 5.3.4 Curvas carga-desplazamiento obtenida con diferentes valores de ancho de banda de fisura (H) y energía de fractura de 0.3N/mm .

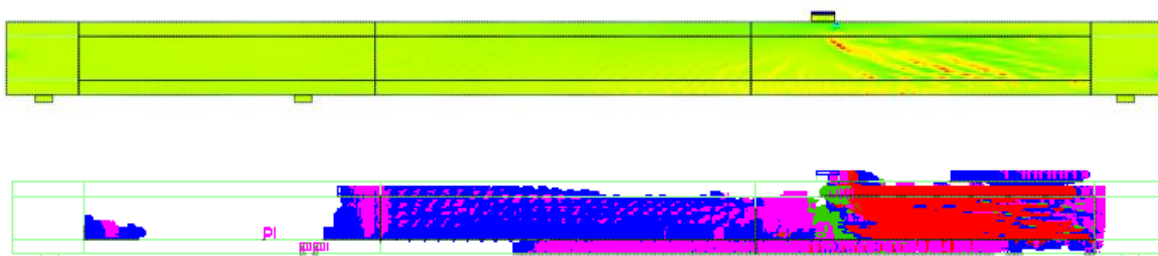
En el caso de los tres últimos análisis donde se aumentó la energía de fractura del material (tabla 5.4), el comportamiento observado según la curva carga-desplazamiento (figura 5.3.4) fue que la pérdida progresiva de resistir la tensión a medida que la

deformación aumentaba fue menor que en los análisis de la figura 5.3.3, por lo que el concreto conserva un comportamiento más cohesivo obteniendo resultados más consecuentes con los ensayos experimentales.

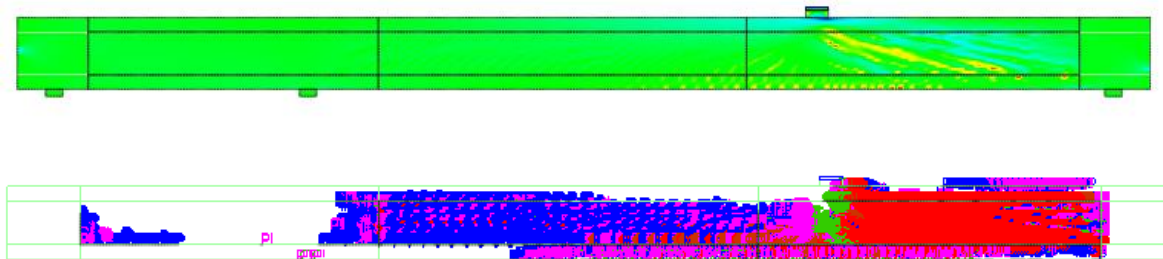
Análisis mapa de fisuración



a) relación de mapa de fisuras y fisuras abiertas para $H=20\text{MM}$



b) relación de mapa de fisuras y fisuras abiertas para $H=50\text{MM}$



c) relación de mapa de fisuras y fisuras abiertas para $H=100\text{MM}$

Figura 5.3.5 Patrones de fisuración en rotura para distintos valores del ancho de banda de fisura “H”.

La figura 5.3.5 muestra los diferentes mapas de fisuras para cada ancho de banda de fisura considerado en el estudio. En la figura (a), en la parte superior la viga muestra el mapa de las deformaciones principales en rotura, mientras que en la parte inferior para el mismo nivel de carga la viga muestra el patrón de fisuras generado, destacando el color rojo que resalta el área de las fisuras abiertas y el color verde las fisuras cerradas.

Así mismo en las figuras 5.3.5 (b) y (c) se describe el mismo comportamiento. Pero en este caso debido al aumento del ancho de banda de fisura se puede apreciar que las deformaciones generadas así como las fisuras se encuentran más distribuidas, afectando una mayor área.

Este comportamiento visto desde la perspectiva de la tensión diagonal transmitida a los estribos para cada caso de ancho de banda (H , $2.5H$, $5H$) se aprecia en la figura 5.3.6.

Análisis tensión en los estribos.

Los resultados obtenidos con anchos de bandas mayores al inicial ($H=20\text{mm}$) proporcionaron una estimación demasiado amplia, como en el caso del ancho de banda $5H$.

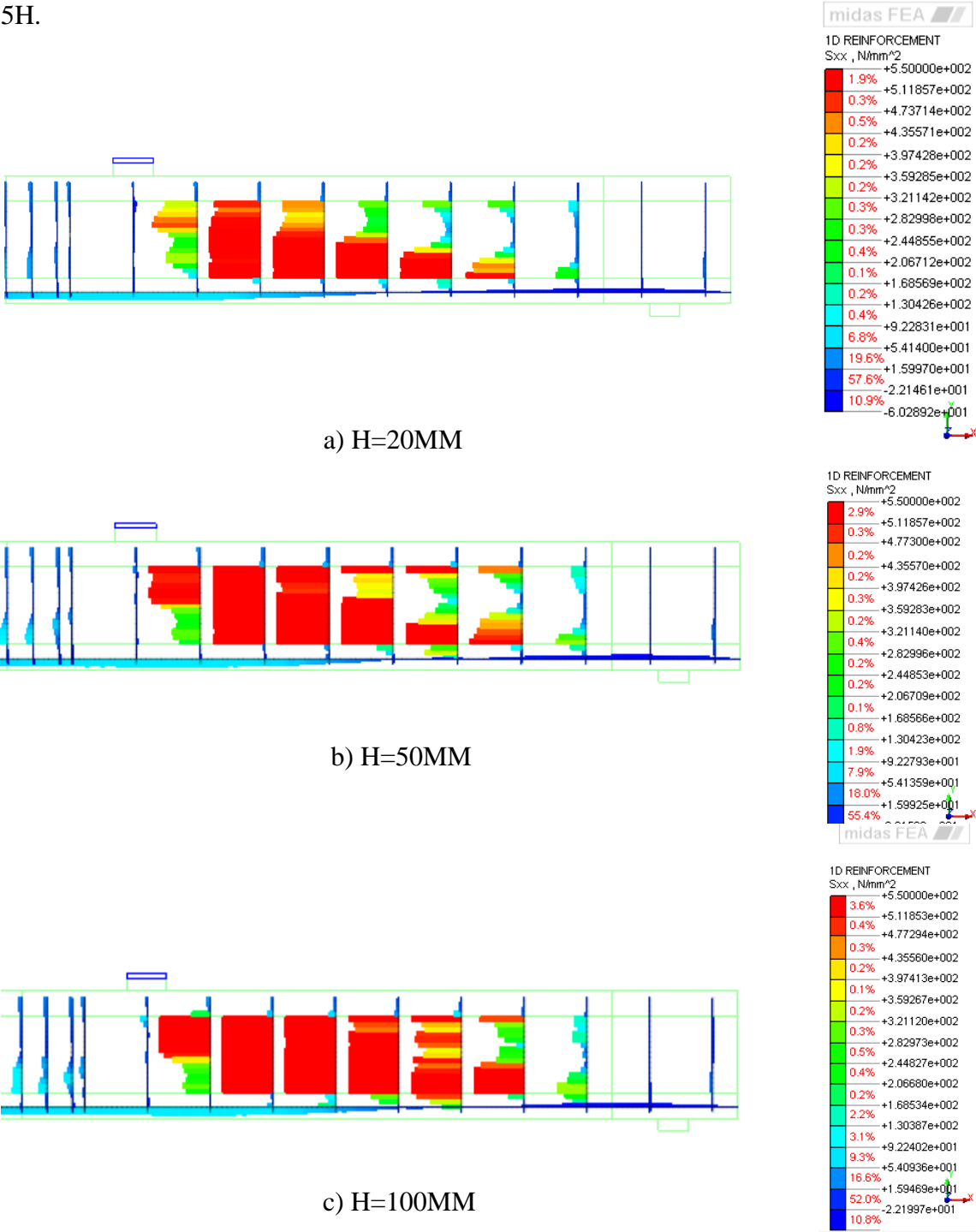


Figura 5.3.6. Tensiones en la armadura transversal para cada caso de " H " bajo el nivel de carga característico 290kN.

La figura 5.3.6 muestra la distribución de tensiones que resulto para cada ancho de banda de fisura y la magnitud de las mismas. Mediante la comparación a priori, con los resultados a posteriori de los distintos anchos de banda se puede establecer que un valor de ancho de fisura de H=100mm (figura 5.3.6 c) es muy amplio. Por otra parte para valores menores, en el caso de H=20mm, figura 5.3.6a, el modelo se ajusta mucho mejor al comportamiento del modelo ensayado que se aprecia en la figura 5.2.4a donde se muestran las distribuciones de tensiones en los estribos.

5.3.3 ESTUDIO PARAMETRICO DE ENERGIA DE FRACTURA (Gf).

En la tabla 5.5 se muestran los análisis que se realizaron para el estudio de la energía de fractura, donde se varía el valor inicial adoptado, correspondiente al valor aproximado obtenido de la formulación propuesta en el código modelo de 1990 considerando un tamaño de árido de 8mm para un hormigón auto-compactante.

ESTUDIO DE Gf, CON EL RESTO DE PARAMETROS CONSTANTES							
Análisis	E	Energía de fractura (G)	β	Crack band widthd (H)	Fct	Carga ultima (Pu)	Despl. (d)
Fct1.Gf1.E23.H	23000Mpa	0,08N/mm	0,2	20mm	1,15Mpa	450kN	25mm
Fct1.Gf2.E23.H	23000Mpa	0,2N/mm	0,2	20mm	1,15Mpa	450kN	21mm
Fct1.Gf3.E23.H	23000Mpa	0,25N/mm	0,2	20mm	1,15Mpa	450kN	21mm
Fct1.Gf4.E23.H	23000Mpa	0,30N/mm	0,2	20mm	1,15Mpa	450kN	20mm

Tabla 5.5. Valores representativos para el estudio de energía de fractura de tracción en el hormigón.

Por otro lado en el estudio realizado se han mantenido constantes los demás parámetros influyentes en la resistencia a tracción, adoptando valores para $\beta=0.2$ y H=20mm.

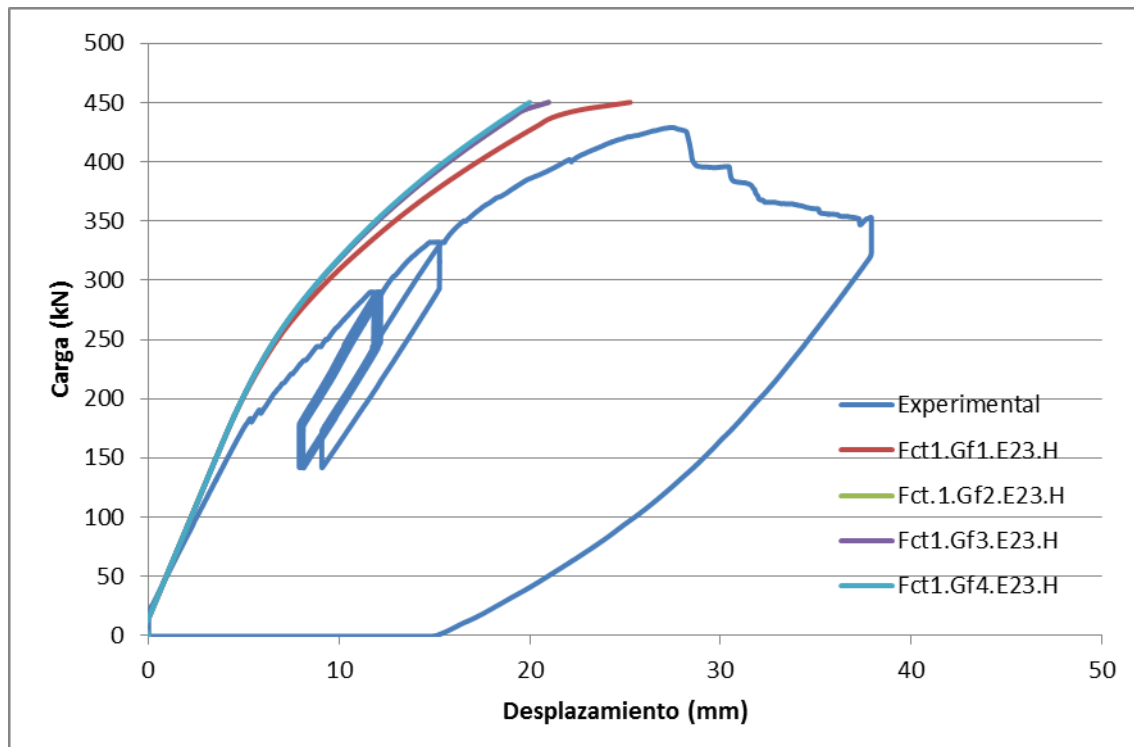


Figura 5.3.7. Relación carga-desplazamiento para diferentes valores de energía de fractura.

La figura 5.3.7 muestra que el valor asumido inicialmente de la energía de fractura (G_f) del hormigón autocompactante de 0.08 N/mm (curva de color rojo) presenta un comportamiento más parecido a la curva experimental, mientras que para valores de G_f mayor (G_f2 , G_f3 y G_f4) la curva es menos consecuente al experimental. Para una energía de fractura menor la ductilidad del elemento es mayor, esto se debe a que en el momento de fisuración se disipa menos energía.

5.3.4 ESTUDIO PARAMETRICO DE FACTOR DE RETENCION DE CORTANTE (β).

Para el análisis del factor de retención β se han mantenido constantes los demás parámetros ($G_f=0.08 \text{ N/mm}$ y $H=20 \text{ mm}$) considerando un módulo de elasticidad de $23,000 \text{ Mpa}$ y una resistencia a tracción de 1.15 Mpa .

La figura 5.3.8 muestra que para diferentes valores de β (0.3 , 0.2 , 0.0), no se ve afectado el comportamiento del modelo numérico con fisura rotante. Este comportamiento es posible por lo anteriormente considerado en el apartado 2.4.5 del capítulo 2 de esta tesis, donde el factor de retención a cortante es más influyente en el concepto de fisura fija (figura 5.3.9) donde la rigidez a cortante usualmente se reduce después que el elemento fisura. Para la implementación en los modelos numéricos solo es modelada una reducción de la rigidez a cortante. En el caso del modelo de fisura rotante el factor de retención β se considera con un valor igual a uno.

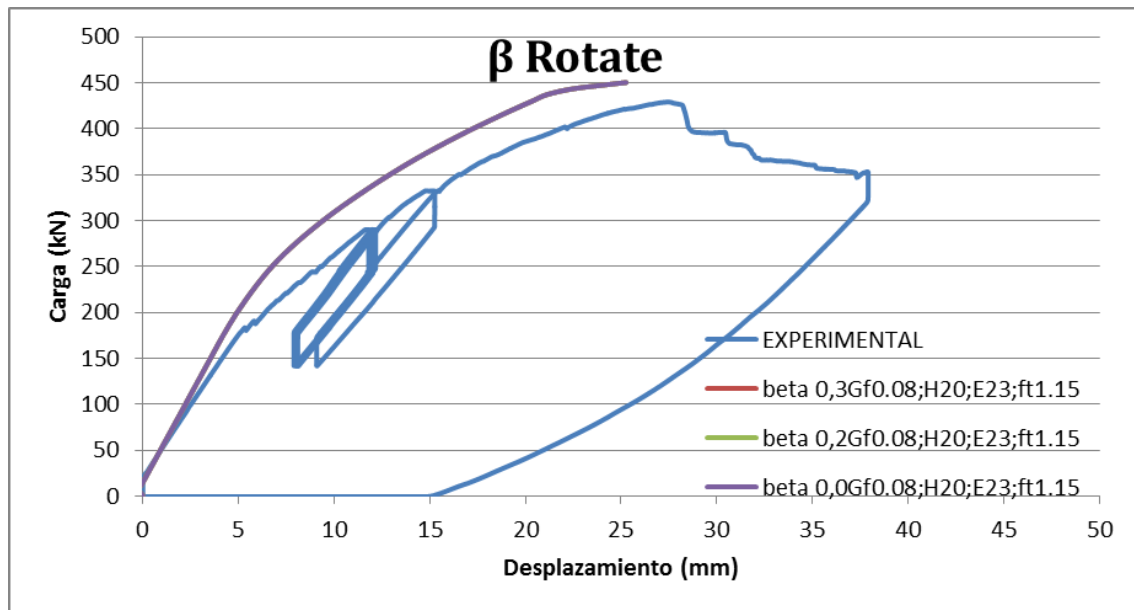


Figura 5.3.8. Relación carga-desplazamiento para diferentes valores de factor de retención β en modelo de fisura rotante.

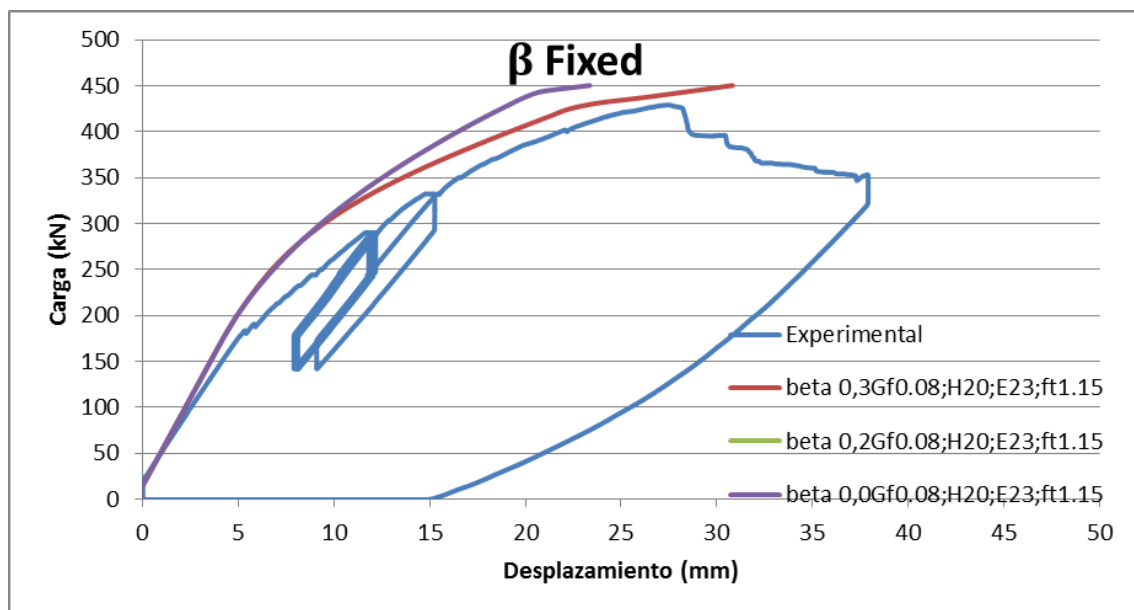


Figura 5.3.9. Relación carga-desplazamiento para diferentes valores de factor de retención β en modelo de fisura fija.

5.3.5 EFECTO FISURACION LATERAL DE VECCHIO Y COLLINS.

La figura 5.3.9 muestra la curva considerando el efecto lateral de la fisuración en el hormigón establecido por Vecchio y Collins [27] en su formulación.

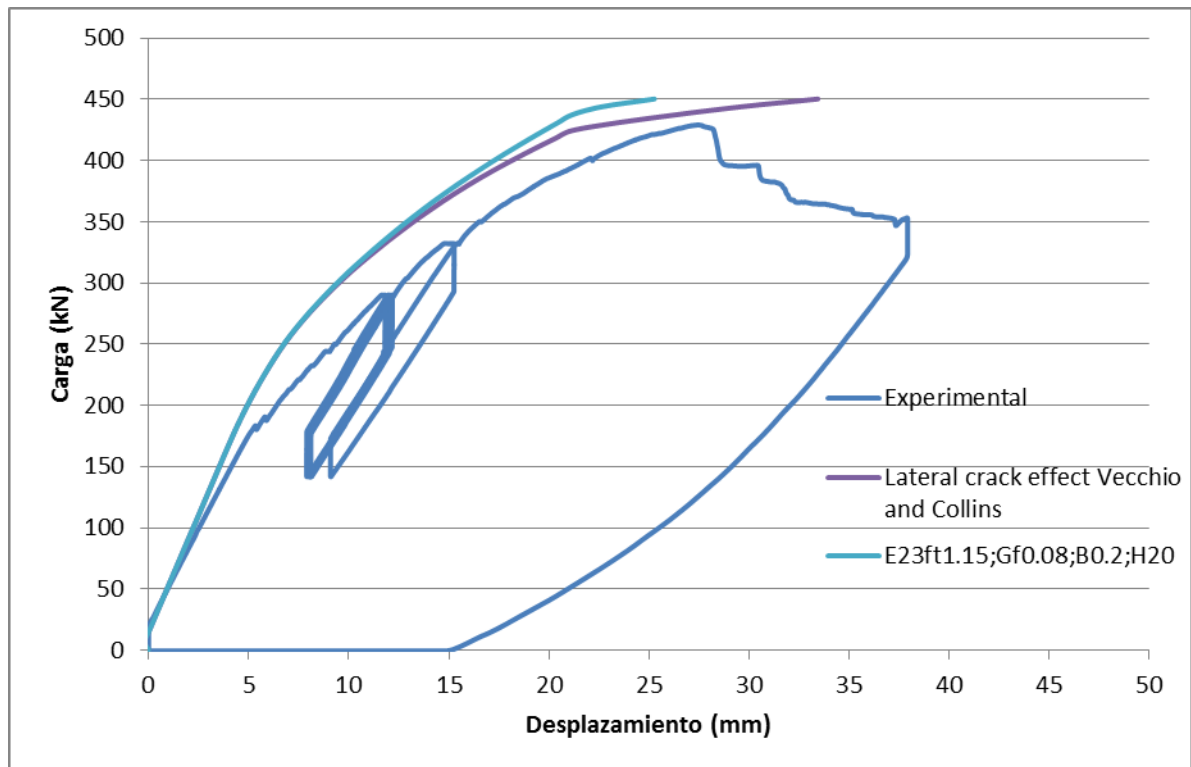


Figura 5.3.9. Curva carga-desplazamiento considerando el efecto de fisuración lateral formulado por Vecchio-Collins.

En el hormigón fisurado, los grandes esfuerzos de tracción perpendiculares a la dirección principal de compresión reducen la resistencia a la compresión del hormigón. No solo se trata de la resistencia a compresión del hormigón, también existe una función de las variables internas que rigen los daños a tracción en las direcciones laterales. Por esta razón Vecchio y Collins plantearon una relación de reducción por fisuración lateral, que se utilizan en estos modelos.

Según muestra la figura 5.3.9 en la viga el efecto de la fisuración lateral no es muy significativo ya que pese a que la rotura de la viga conlleva la fisuración diagonal del alma el mecanismo que realmente condiciona la respuesta última es la resistencia de la cabeza comprimida del hormigón, en la que no existe fisuración hasta el momento de la rotura.

5.3.6 EFECTO COEFICIENTE DE POISSON (ν).

El efecto acortamiento en la sección en la dirección perpendicular a la carga de poisson se muestra en la figura 5.3.10. Se ha comparado el valor de poisson que trae por defecto el programa para el hormigón de $\nu=0.2$ con valores de 0.0 y 0.4 en el modelo numérico, y se observa que la curva obtenida con el valor por defecto del programa FEA adopta un comportamiento más correcto al modelo experimental.

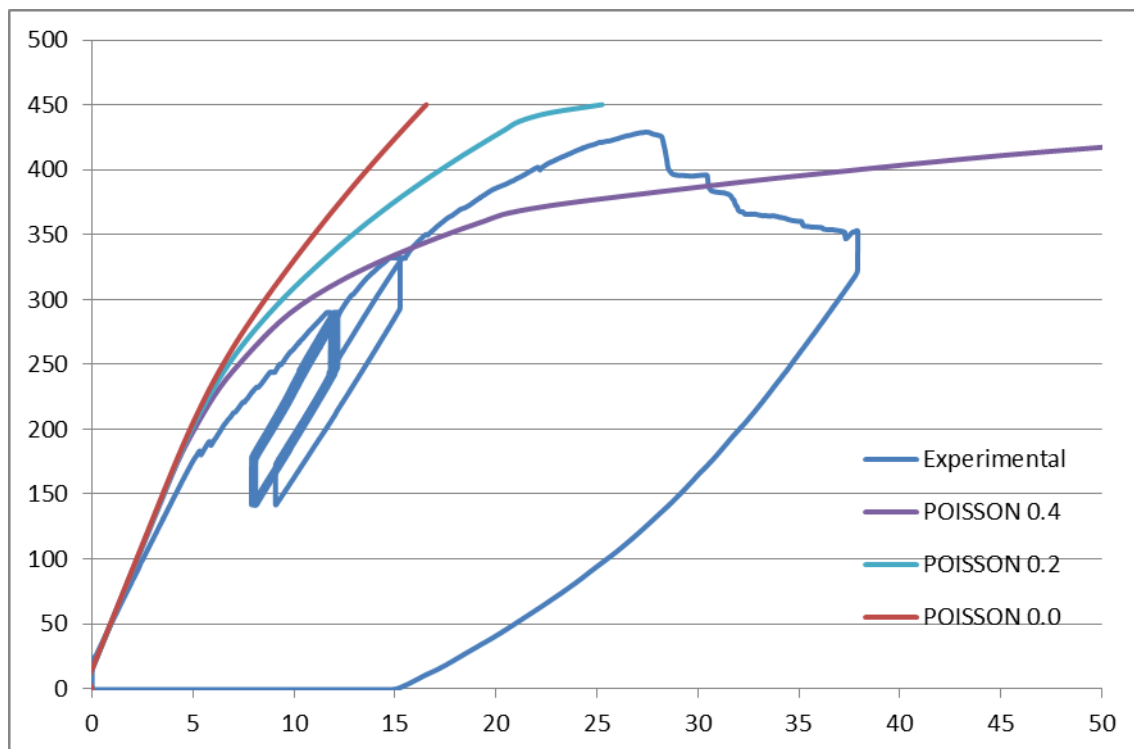


Figura 5.3.10. Diferentes curvas carga-desplazamiento para distintos valores del coeficiente Poisson.

Los resultados de la variación del coeficiente de Poisson sin variar los demás parámetros son los esperados, donde para un coeficiente de deformación lateral igual cero, el material presenta un comportamiento más frágil (curva color rojo). Mientras que por el contrario para un valor mayor asumido de 0.4 el modelo presenta mucha mayor deformación. Según estudios de M. Mauro [28] la inclusión de una variación del módulo de Poisson en función del daño plástico del modelo (inclusión de un modelo con dilatación) proporcionaría resultados más ajustados a la respuesta real de la estructura.

5.3.7 OBSERVACIONES.

El estudio paramétrico realizado para el ancho de banda de fisura, permite comprobar que para el caso de ancho de banda de fisura igual a 100mm la ductilidad del elemento aumenta, permitiendo más desplazamientos y repartiendo el daño a una mayor superficie y dando valores muy amplios.

El ancho de banda de fisura con valor igual al tamaño del elemento se adapta mejor a los resultados experimentales en términos de desplazamientos y anchos de fisura.

Los parámetros de factor de retención de cortante, una vez que la viga falla por tensión-diagonal no ejercen ninguna influencia significativa en la reducción de la resistencia a compresión del hormigón.

CONCLUSIONES

CAPITULO 6

De los estudios y análisis realizados en este trabajo pueden derivarse las siguientes conclusiones.

Conclusiones del estudio del arte:

En esta tesina, los ensayos de una campaña experimental de una viga de hormigón parcialmente pretensado sometida a falla por cortante han sido validados numéricamente mediante un modelo no lineal de elementos finitos en 2D con el objetivo de realizar un estudio paramétrico y estudiar las diversas variables que rigen el comportamiento de fisuración como la energía de fractura a tracción del hormigón, ancho de banda de fisura, coeficiente de retención a cortante.

- Las diversas formulaciones existentes en las normativas para el cálculo de la resistencia a cortante en piezas de hormigón armado y parcialmente pretensado proporcionan resultados muy conservadores, proporcionando por ello cuantías de armadura transversal elevadas.
- Nuevas formulaciones como el Compresión Chord model propuesto por Marí et al (referencia) proporcionan resultados de cortante último más ajustados a los resultados numéricos. La contribución de la cabeza comprimida a la resistencia de cortante (V_{cu}) es un parámetro importante debe ser considerando.
- Los complejos mapas de fisuración diagonal, así como las múltiples variables que condicionan el ancho de fisura, hacen que exista mucha dispersión de resultados entre las diversas formulaciones existentes de fisuración a cortante. Pese a que existe consenso general en que no sólo la cuantía de armadura transversal condiciona el ancho de fisura de cortante, son necesarios estudios más detallados de las variables en juego, así como un procedimiento analítico adecuado para la estimación de la tensión en el cerco.

De la campaña experimental:

- La rotura por cortante de la viga se produjo por agotamiento por tracción en el alma al alcanzarse el aplastamiento de la cabeza comprimida. Se comprueba también como se alcanza la plastificación de los cercos interceptados por la fisura diagonal así como la rotura de alguno de ellos.

Del estudio numérico realizado mediante el programa MIDAS FEA se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- El modelo numérico propuesto en 2D, basado en un modelo de fisura distribuida, es una herramienta de análisis no lineal con el cual se pueden obtener los valores obtenidos en campañas experimentales en laboratorios en términos de desplazamientos, fisuración, plastificación de armaduras, etc,

siempre que se ajusten correctamente los diversos parámetros que caracterizan la rotura.

- Para capturar la respuesta de la estructura es importante no solo reproducir correctamente el valor de las propiedades de los materiales el día del ensayo si no analizar correctamente el proceso constructivo así como los procesos de carga y descarga, ya que los fenómenos de carácter reológico así como las precargas sobre la estructura condicionan su rigidez y la respuesta final.
- La modelización mediante modelos de fisura rotacional mejoran la respuesta a cortante respecto a los de fisura fija.
- Para una correcta modelización del mapa de fisuración, ancho de fisura y estado tensional de los cercos es necesario calibrar correctamente el valor del ancho de banda.
- El modelo numérico predice correctamente la rotura última de la viga independientemente de si el modelo es de fisura rotacional, fija, independientemente del ancho de banda, etc. Sin embargo el comportamiento numérico en servicio precisa de una detallada calibración de los valores numéricos.
- La convergencia numérica del programa Midas FEA presenta ciertas dificultades con la mayoría de los criterios de convergencia siendo el initial stiffness matrix el que mejor converge para los distintos problemas del modelo planteados pero con este método no se puede capturar la respuesta post.pico.

FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION

Como futuras líneas de investigación se propone mejorar el modelo numérico:

- Inclusión en el modelo numérico de un modelo de adherencia imperfecta entre el hormigón y acero para analizar de manera más realista el comportamiento en servicio de la viga.
- Implementar la reología en el modelo (fluencia y retracción). Para ello es necesario implementar a través de una subrutina una ecuación constitutiva nueva que permita asociar a un modelo de total strain crack un comportamiento viscoso ya que por defecto el programa no lo permite.
- Continuar el estudio iniciado en esta tesina aplicado a modelos numéricos tridimensionales para analizar desde esta perspectiva los parámetros influyentes en la rotura a cortante en estructuras isostáticas.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- [1] European Committee for Standardization, “Eurocode 2: Design of concrete structures”, Brussels, 2002.
- [2] Comisión Permanente del Hormigón, “Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08”. Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [3] Santamaría Arenas, J. Dimensionamiento de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado, por condiciones estrictas de seguridad frente a rotura. *Hormigón y Acero*. 1984;154:109-116.
- [4] ASCE-ACI Comité 445, “Recent approaches to shear design of structural concrete,” *ASCE J structural Eng*, vol. 124, no. 12, pp. 1375–1417, 1998.
- [5] P. D. Zararis, “Shear Compression Failure in Reinforced Concrete Deep Beams,” *J. Struct. Eng.*, vol. 129, no. 4, pp. 544–553, Apr. 2003.
- [6] A. R. Mari, J. M. Bairán, A. Cladera, E. Oller, and C. Ribas, “Shear-flexural mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams,” *Struct. Infrastruct. Eng.*, vol. under revi, no. October 2014, pp. 37–41, 2014.
- [7] S. Erlicher, “Generic considerations on cracking based on tie experiments,” in *CONCRACK 4*, 2014.
- [8] F. I. B. International Federation for Structural Concrete, *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. .
- [9] Naaman, A. Partially Prestressed Concrete: Review and Recommendations. *PCI Journal*. 1985;30:30-71.
- [10] Páez, A. “Estudio del comportamiento a largo plazo de elementos fisurados parcialmente pretensados”. Trabajo Final de Master, E.T.S.E. Camins, Canals i Ports de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya Barcelona, 2011.
- [11] DE SILVA S., MUTSUYOSHI H., WITCHUKREANGKRAI E. and URAMATSU T., “Evaluation os Shear Crack width in I-Shaped Prestressed Reinforced Concrete Beams”, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.6, No.3, October 2008.
- [12] Zakaria, M., T. Ueda, Z. Wu and L. Meng. Experimental Investigation on Shear Cracking Behaviour in Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcement. *Journal of Advanced Concrete Technology*. 2009;7:79-96.
- [13] Witchukreangkrai, E., H. Mutsuyoshi, M. Takag and S. De Silva, Evaluation of Shear Crack Width in Partially Prestressed Concrete Members. in *Proceedings of JCI*. July 2006.

- [14] Bairán, J.M., D. Santos, N. Duarte, A. Mariá and U. Celada, Control de la fisuración a cortante y flexión mediante pretensado parcial, in VI Cong. ACHE. 2014.
- [15] ACI 318-08, “Building Code Requirements for Structural Concrete” , Detroit, 2008.
- [16] Rots, J.G. Cracks models for concrete: discrete or smeared. Vol. 34, 1989.
- [17] A. R. Mari, J. M. Bairán, A. Cladera, E. Oller, Shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams based on a mechanical model. Journal of Structural Engineering. January 2016: STENG-4531R3.
- [18] García, J. “Dimensionamiento de losas bidireccionales con pretensado parcial”. Trabajo Final de Carrera, E.T.S.E. Camins, Canals i Ports de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya Barcelona, 2010.
- [19] ACI-ASCE-423. State of the art report on partially prestressed concrete 1999.
- [20] Bairán, J.M., Mari, A.R. “Método para el dimensionamiento de secciones parcialmente pretensadas con fisuración controlada o fatiga” . V congreso de ACHE. Barcelona, 2011.
- [21] Bruggeling, A. Partially Prestressed Concrete Structures. A design challenge. PCI Journal. March 1985;30:140-170.
- [22] Hao Du. Detailed Study of the Cracking Process at Shear Failure through FE Analysis of Beam Experiments. Master’s thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2012.
- [23] Johnson, S. Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete. Department of Civil and Environmental Engineering College of Engineering, University of Illinois, december 2006.
- [24] Midas FEA analysis user’s manual. Midas FEA versión 2015.
- [25] Bachmann, H. Design of Partially Prestressed Concrete Structures Based on Swiss experiences. PCI Journal. July 1984;29:84-105.
- [26] Broo, H., Lungren K., Plos M. Guide to non-linear finite element modelling of shear and torsion in concrete bridges. Report 2008:18, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2008.
- [27] F.J. Vecchio, M.P. Collins. Compression response of cracked reinforced concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, Toronto, December 1993.
- [28] M. Poliotti, Mauro. “Etude d’amélioration des modèles des sections de cisail et torsion pour l’analyse non linéaire des structures en béton armé”. Thèse de Master, Departament d’Enginyeria de la Construcció Universitat Politècnica de Catalunya Paris, Julliet, 2015.